

CONSTRUÇÃO DE PONTES COM ADUELAS PRÉ-FABRICADAS

TIAGO JOÃO DE SOUSA TARRATACA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor António Manuel Adão da Fonseca

Co-Orientador: Professor Doutor Pedro Álvares Ribeiro do Carmo
Pacheco

JULHO DE 2009

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2008/2009 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Ao meu avô

*“Que o futuro não se encontre com dificuldades que nós próprios criamos por falta de
ambição ao projectar”*

José Luís Escário

AGRADECIMENTOS

Expresso aqui uma palavra de agradecimento a todos os que directa ou indirectamente tornaram possível a concretização deste trabalho, em particular:

Ao Professor Doutor Adão da Fonseca, meu orientador científico, pela disponibilidade e apoio que sempre demonstrou.

Ao Professor Doutor Pedro Pacheco, meu co-orientador, pela permanente disponibilidade e apoio dado, bem como a qualidade das suas críticas, sugestões, oportunidades e incentivos que muito contribuíram para a concretização deste trabalho.

Ao Professor Doutor João Almeida, pelas trocas de impressão e bibliografia posta à disposição.

Ao Eng.º Carlos Bajo Pavía, Ferrovia-Agromán, pela disponibilidade concedida para a partilha de conhecimento e experiência.

Ao Eng.º Victor Manuel Barata e ao Professor Doutor António Reis pelas trocas de impressão e conhecimento partilhado.

À VSL Portugal, nomeadamente ao Eng.º Romão Almeida, pelo fornecimento de elementos sobre os equipamentos construtivos e das várias obras executadas.

Ao Professor Doutor Serra Neves, pela bibliografia posta à disposição.

À minha família, nomeadamente aos meus Pais, a forma como sempre me incentivaram e apoiaram no decorrer da minha formação humana e técnica;

À Ana, por todo o carinho, apoio e compreensão demonstrada ao longo do meu curso.

Aos meus colegas e amigos que me acompanharam ao longo destes anos.

RESUMO

A presente dissertação incide fundamentalmente no estudo dos aspectos mais importantes associados a construção de pontes com aduelas pré-fabricadas.

Inicialmente é apresentado um capítulo que sistematiza o “Estado-da-Arte” da construção de pontes. São sistematizados os vários processos de execução de tabuleiros, apresentando-se as características particulares, campos de aplicação, vantagens e desvantagens referentes a cada processo.

São apresentadas as duas metodologias de pré-fabricação de aduelas mais frequentemente adoptadas e discutidas as respectivas vantagens e desvantagens. Nesse seguimento, analisam-se aspectos relacionados com o controlo geométrico durante a pré-fabricação bem como durante a fase de montagem das aduelas. São abordados também aspectos relacionados com as operações de manuseamento, armazenamento e transporte de aduelas.

No contexto das especificidades construtivas de pontes com aduelas pré-fabricadas são descritas aspectos referentes às juntas entre aduelas e ao sistema de pré-esforço longitudinal. É também analisado o comportamento sísmico deste tipo de superestruturas. São discutidos, de uma forma mais pormenorizada, os vários processos de execução de tabuleiros. Ainda se apresenta, sucintamente, uma estrutura de custos referente à aplicação desta tecnologia construtiva.

Seguidamente, analisam-se os principais métodos de análise estrutural e as respectivas aplicabilidades no processo de dimensionamento deste tipo de superestruturas. São também apresentadas as particularidades associadas ao processo de cálculo e dimensionamento relativo às juntas entre aduelas e ao sistema de pré-esforço longitudinal. Determinam-se ainda os vários esforços gerados nas várias fases construtivas referentes aos processos construtivos apresentados.

Finalmente, elabora-se uma plataforma de conhecimento que visa auxiliar o processo de tomada de decisão sobre qual método execução de tabuleiros adoptar. Nesse sentido, procede-se à racionalização dos vários factores de decisão relevantes intervenientes nesse processo.

PALAVRAS-CHAVE: Concepção de pontes, aduelas pré-fabricadas, prefabricação, procedimentos construtivos, equipamentos construtivos.

ABSTRACT

This dissertation aims to study the most important aspects concerning precast segmental bridge construction.

In the beginning, one chapter, which summarizes the “State-of-Art” of bridge construction, is introduced. This chapter describes the different general process of deck execution, along with its main features, economical span ranges and the advantages and disadvantages related with each construction process.

The two most common methods used in the prefabrication of the segments are also presented, and each method’s advantages and disadvantages are discussed. Following this subject, the different aspects related with geometry control during prefabrication and during the erection of the segments are analyzed. The features related with the handling, stocking and transportation of the segments are also addressed.

Concerning the specific traits of precast segmental bridge construction, the various aspects related with the segmental joints and the longitudinal prestressing system are described. Additionally, the seismic behaviour of this type of superstructures is also analysed. The different bridge erection processes available in this construction technology are explained more thoroughly. Furthermore, a summarized cost structure about this kind of bridge construction technology is introduced.

Subsequently, the main structural analysing methods and its applicability in the design process of this type of superstructures are studied. Various details regarding structural calculation and design aspects of segment joints and of the longitudinal prestressing system are also presented. The different efforts due to the construction phases of the different existing erection processes are determined as well.

Finally, a support system, able to help the decision process of choosing which construction technology should be adopted is presented. This support system considers the different relevant conditioning factors, while rationalizing the different advantages and disadvantages.

KEYWORDS: Bridge conception, precast segments, prefabrication, construction proceedings, construction equipments.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. CONTEXTO E IMPORTÂNCIA DO TEMA.....	1
1.2. OBJECTIVOS.....	1
1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	2

2. ESTADO DA ARTE DA CONSTRUÇÃO DE PONTES	3
2.1. INTRODUÇÃO	3
2.2. PROCESSOS DE EXECUÇÃO DE TABULEIROS BETONADOS <i>IN-SITU</i>	3
2.2.1. CONSTRUÇÃO DE PONTES UTILIZANDO CIMBRE AUTO-LANÇÁVEL.....	3
2.2.1.1. Generalidades	3
2.2.1.2. Campo de aplicação.....	4
2.2.1.3. Vantagens e desvantagens.....	4
2.2.2. CONSTRUÇÃO DE PONTES UTILIZANDO AVANÇOS SUCESSIVOS	5
2.2.2.1. Generalidades	5
2.2.2.2. Campo de aplicação.....	6
2.2.2.3. Vantagens e desvantagens.....	6
2.3. CONSTRUÇÃO DE PONTES UTILIZANDO DESLOCAMENTOS SUCESSIVOS	6
2.3.1. GENERALIDADES.....	6
2.3.2. CAMPO DE APLICAÇÃO	7
2.3.3. VANTAGENS E DESVANTAGENS	8
2.4. PROCESSOS DE EXECUÇÃO DE TABULEIROS COM ADUELAS PRÉ-FABRICADAS	8
2.4.1. GENERALIDADES.....	8
2.4.2. CONSTRUÇÃO POR ADUELAS PRÉ-FABRICADAS TRAMO A TRAMO	8
2.4.2.1. Princípios de aplicação	8
2.4.2.2. Lançadeira superior e inferior	9
2.4.2.3. Cimbra	10
2.4.3. CONSTRUÇÃO POR AVANÇOS SUCESSIVOS COM ADUELAS PRÉ-FABRICADAS.....	12

2.4.3.1. Princípios de aplicação.....	12
2.4.3.2. Elevação por grua	12
2.4.3.3. Recurso a guincho de elevação	14
2.4.3.4. Lançadeira	15
2.4.4. CONSTRUÇÃO DE PONTES COM RECURSO A TIRANTES.....	16
2.4.4.1. Princípios de aplicação.....	16
2.4.4.2. Tirantes provisórios	16
2.4.4.3. Tirantes definitivos.....	17

3. ESPECIFICIDADES CONSTRUTIVAS DE PONTES DE ADUELAS PRÉ-FABRICADAS

3.1. METODOLOGIA DE PRÉ-FABRICAÇÃO DE ADUELAS	19
3.1.1. GENERALIDADES	19
3.1.2. LINHAS CURTAS DE FABRICO	19
3.1.3. LINHAS LONGAS DE FABRICO	24
3.1.4. FACTORES DE DECISÃO RELEVANTES NA ESCOLHA DO MÉTODO DE PRÉ-FABRICAÇÃO	26
3.1.4.1. Vantagens e desvantagens da linha curta de fabrico	26
3.1.4.2. Vantagens e desvantagens da linha longa de fabrico	26
3.1.4.3. Quadro síntese dos factores relevantes na escolha do método	27
3.2. CONTROLO GEOMÉTRICO DAS ADUELAS.....	27
3.2.1. GENERALIDADES.....	27
3.2.2. CONTROLO GEOMÉTRICO DURANTE A PRÉ-FABRICAÇÃO	28
3.2.2.1. Controlo geométrico durante a pré-fabricação com o método linha curta de fabrico	30
3.2.3. CONTROLO GEOMÉTRICO DURANTE A INSTALAÇÃO DAS ADUELAS.....	34
3.3. MANUSEAMENTO, PRODUÇÃO, ARMAZENAMENTO E TRANSPORTE DE ADUELAS.....	36
3.3.1. MANUSEAMENTO.....	36
3.3.2. PRODUÇÃO, ARMAZENAMENTO E TRANSPORTE DE ADUELAS	37
3.4. JUNTAS ENTRE ADUELAS PRÉ-FABRICADAS	39
3.4.1. GENERALIDADES.....	39
3.4.2. JUNTAS DE PRIMEIRA GERAÇÃO.....	39
3.4.3. JUNTAS DE SEGUNDA GERAÇÃO	40
3.4.3.1. Juntas com resina epoxi.....	41
3.4.3.2. Juntas secas.....	43

3.5. SISTEMAS DE PRÉ-ESFORÇO LONGITUDINAL	44
3.5.1. GENERALIDADES.....	44
3.5.2. PRÉ-ESFORÇO INTERIOR	47
3.5.2.1. Disposições construtivas.....	47
3.5.2.2. Vantagens e desvantagens.....	47
3.5.3. PRÉ-ESFORÇO EXTERIOR	47
3.5.3.1. Disposições construtivas.....	48
3.5.3.2. Vantagens e desvantagens.....	50
3.5.4. PRÉ-ESFORÇO INTERIOR VERSUS PRÉ-ESFORÇO EXTERIOR.....	51
3.6. COMPORTAMENTO SÍSMICO	51
3.6.1. ESPECIFICIDADES COMPORTAMENTAIS.....	51
3.6.2. ASPECTOS DE DIMENSIONAMENTO	51
3.7. PROCEDIMENTOS CONSTRUTIVOS ESPECÍFICOS DA CONSTRUÇÃO TRAMO A TRAMO	52
3.7.1. LANÇADEIRA SUPERIOR DE ADUELAS.....	52
3.7.1.1. Procedimento construtivo.....	54
3.7.1.2. Vantagens e desvantagens.....	59
3.7.2. LANÇADEIRA INFERIOR DE ADUELAS	60
3.7.2.1. Procedimento construtivo.....	60
3.7.2.2. Vantagens e desvantagens.....	63
3.7.3. CIMBRE	63
3.7.3.1. Procedimento construtivo.....	63
3.7.3.2. Vantagens e desvantagens.....	64
3.8. PROCEDIMENTOS CONSTRUTIVOS ESPECÍFICOS DA CONSTRUÇÃO POR AVANÇOS SUCESSIVOS	65
3.8.1. LANÇADEIRA DE ADUELAS.....	65
3.8.1.1. Procedimento construtivo.....	68
3.8.1.2. Vantagens e desvantagens.....	77
3.8.2. ELEVAÇÃO POR GRUA	78
3.8.2.1. Procedimento construtivo.....	78
3.8.2.2. Vantagens e desvantagens.....	78
3.8.3. ELEVAÇÃO COM RECURSO A GUINCHO.....	79
3.8.3.1. Procedimento construtivo.....	79
3.8.3.2. Vantagens e desvantagens.....	79

3.9. PROCEDIMENTOS CONSTRUTIVOS ESPECÍFICOS DA CONSTRUÇÃO COM RECURSO A TIRANTES	
3.9.1. TIRANTES DEFINITIVOS	80
3.9.1.1. Procedimento construtivo	80
3.9.1.2. Vantagens e desvantagens	81
3.9.2. TIRANTES PROVISÓRIOS	81
3.9.2.1. Procedimento construtivo	81
3.9.2.2. Vantagens e desvantagens	82
3.10. EQUIPAMENTOS CONSTRUTIVOS	82
3.11. ESTRUTURA DE CUSTOS	85

4. SEGURANÇA E COMPORTAMENTO ESTRUTURAL – ASPECTOS DE CÁLCULO E DIMENSIONAMENTO

4.1. DIMENSIONAMENTO LONGITUDINAL	89
4.1.1. MÉTODOS DE ANÁLISE	89
4.1.1.1. Análise elástica	89
4.1.1.2. Análise plástica	89
4.1.1.3. Análise não linear com modelação por elementos finitos	91
4.1.2. ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO	92
4.1.2.1. Aspectos de dimensionamento	92
4.1.2.2. Normas e recomendações	93
4.1.3. ESTADO LIMITE ÚLTIMO	93
4.1.3.1. Aspectos de dimensionamento	93
4.1.3.2. Descrição do comportamento de uma superestrutura com modelação por elementos finitos	95
4.1.3.3. Normas e recomendações	97
4.2. JUNTAS ENTRE ADUELAS	97
4.2.1. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DAS JUNTAS	97
4.2.2. MODELOS DE DIMENSIONAMENTO	99
4.3. PRÉ-ESFORÇO	102
4.3.1. ASPECTOS DE DIMENSIONAMENTO	102
4.3.2. PRÉ-ESFORÇO INTERIOR	102
4.3.3. PRÉ-ESFORÇO EXTERIOR	103
4.3.3.1. Tensão última de cabos de pré-esforço não aderentes	103
4.4. ESFORÇOS DURANTE A FASE CONSTRUTIVA	105

4.4.1. CONSTRUÇÃO TRAMO A TRAMO	105
4.4.2. CONSTRUÇÃO POR AVANÇOS SUCESSIVOS	106
4.4.3. CONSTRUÇÃO POR TIRANTES	109

5. FACTORES DE DECISÃO RELEVANTES NA ESCOLHA DO MÉTODO CONSTRUTIVO

5.1. GENERALIDADES	111
5.2. APRESENTAÇÃO DOS FACTORES DE DECISÃO	112
5.3. RACIONALIZAÇÃO DE VANTAGENS E DESVANTAGENS DO MÉTODO DE CONSTRUÇÃO POR ADUELAS PRÉ-FABRICADAS	113
5.3.1. FACTORES AMBIENTAIS	113
5.3.1.1. Características do solo.....	113
5.3.1.2. Topografia	113
5.3.1.3. Enquadramento.....	114
5.3.1.4. Clima	115
5.3.2. FACTORES TÉCNICOS.....	115
5.3.2.1. Sistema estrutural	115
5.3.2.2. Recursos	116

6. CONCLUSÕES

6.1. CONCLUSÕES	121
6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	123

BIBLIOGRAFIA.....

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.2.1. – Vista geral da construção de uma ponte utilizando uma viga de lançamento superior.....	4
Fig.2.2. – Esquematização da construção por avanços sucessivos, com aduelas betonadas <i>in-situ</i>	5
Fig.2.3. – Construção de uma ponte por avanços sucessivos.	6
Fig.2.4. – Esquematização do processo de construção de pontes por deslocamentos sucessivos.	7
Fig.2.5. – Nariz de lançamento.	7
Fig.2.6. – Lançadeira superior de aduelas (Deep Bay Link, Hong Kong).....	9
Fig.2.7. – Vista geral de uma lançadeira superior de aduelas (Deep Bay Link, Hong Kong).....	10
Fig.2.8. - Lançadeira inferior (West Rail, Hong Kong).	10
Fig.2.9. - Cimbre ao solo (Deep Bay Link, Hong Kong).	11
Fig.2.10. - Cimbre ao solo (Deep Bay Link, Hong Kong, 2004-2005).....	11
Fig.2.11. - Cimbre auto-portante (West Rail, Hong Kong, 1999-2002).....	11
Fig.2.12. - Colocação da aduela 0 com recurso a uma grua (West Rail, Hong Kong ,1999-2002).....	13
Fig.2.13. - Colocação de uma aduela com recurso a uma grua (West Rail, Hong Kong, 1999-2002)..	13
Fig.2.14. – Construção do viaduto Expo.	14
Fig.2.15. - Elevação de uma aduela com recurso a guinchos de elevação (West Tsing Yi, Hong Kong, 2004-2005).	14
Fig.2.16. - Elevação da última aduela do tramo com recurso de guincho de elevação (West Tsing Yi, Hong Kong 2004-2005).	15
Fig.2.17. - Construção por avanços sucessivos com recurso a uma lançadeira superior (Shenzhen Western Corridor Project , Hong Kong).	15
Fig.2.18. - Construção por avanços sucessivos com recurso a uma lançadeira superior (Shenzhen Western Corridor Project, Hong Kong).	16
Fig.2.19. - Construção com recurso a tirantes provisórios.	16
Fig.2.20. – Construção de uma ponte atirantada (Industrial Ring Road, Bangkok, 2005-2006).	17
Fig.2.21. – Vista geral da Ponte Europa, Coimbra (Maquete).	17
Fig.3.1. – Esquematização de uma célula de pré-fabricação.	20
Fig.3.2. – Linha curta de pré-fabricação, Kisosasen Bridge, Japão.	20
Fig.3.3. – Montagem da célula de pré-fabricação, ajuste da cofragem interior.	21
Fig.3.4. – Esquematização do processo pré-fabricação linha curta de fabrico.	21
Fig.3.5. – Fase 1 - Processo pré-fabricação linha curta de fabrico.	22
Fig.3.6. – Fase 2 - Processo pré-fabricação linha curta de fabrico.	22
Fig.3.7. – Fase 3 - Processo pré-fabricação linha curta de fabrico.	22
Fig.3.8. – Fase 4 - Processo pré-fabricação linha curta de fabrico.	23

Fig. 2.1. – Vista geral da construção de uma ponte utilizando uma viga de lançamento superior.....	4
Fig.3.9. – Esquematisação do processo de definição geométrica, em planta e em perfil.....	24
Fig.3.10. – Esquematisação do processo pré-fabricação linha longa de fabrico.....	24
Fig.3.11. – Esquematisação do processo de linha longa de fabrico.....	25
Fig.3.12. – Processo de fabrico de linha longa – Ponte Pakse - Laos.....	25
Fig.3.13. – Esquematisação do processo de definição geométrica na fabricação de aduelas em células de pré-fabricação.....	31
Fig.3.14. – Procedimento de controlo geométrico na fase de pré-fabricação.....	32
Fig.3.15. – Controlo geométrico em planta – Método gráfico.	33
Fig.3.16. – Esquematisação do processo de controlo geométrico.	33
Fig.3.17. – Torre de controlo geométrico.	34
Fig.3.18. – Visualização do dispositivo de apoio e controlo geométrico das consolas, no topo do pilar. West Tsing Yi - Hong Kong (2004-2005).....	35
Fig.3.19. – Pormenor de um dispositivo de apoio.	36
Fig.3.20. – Colocação da última de aduela, para posterior betonagem <i>in-situ</i> das juntas - KCRC West Rail – Hong Kong.....	36
Fig.3.21. – Esquematisação da aplicação do dispositivo de elevação nas aduelas.....	37
Fig.3.22. – Aduelas armazenadas atrás dos vãos já completos.....	37
Fig.3.23. – Armazenamento de aduelas em várias camadas.	38
Fig.3.24. – Transporte de aduelas para o local de instalação.....	38
Fig.3.25. – Chave singular genérica.....	39
Fig.3.26. – Evolução das chaves de corte.....	40
Fig.3.27. – Segmento tipo de chaves múltiplas e detalhes das chaves de corte.	41
Fig.3.28. – A aplicação de resina epoxi.....	42
Fig.3.29. – Vista de corte longitudinal com a esquematização do sistema de pré-esforço temporário.....	43
Fig.3.30. – Tecnologia construtiva usada inicialmente.....	43
Fig.3.31. – Tecnologia construtiva utilizada na Bangkok Second Stage Expressway.....	44
Fig.3.32. – Baínhas de pré-esforço interior numa aduela pré-fabricadas.....	45
Fig.3.33. – Pré-esforço exterior dentro de uma secção caixão. Pormenor de um desviador.....	45
Fig.3.34. – Traçado dos cabos de pré-esforço na construção por avanços sucessivos.	46
Fig.3.35. – Traçado dos cabos de pré-esforço de continuidade.	46
Fig.3.36. – Traçado dos cabos de pré-esforço na construção tramo a tramo.	46
Fig.3.37. – Cabos de pré-esforço adicionais.....	46
Fig.3.38. – Traçado de cabos de pré-esforço de baixa tensão no tabuleiro.....	47

Fig.3.39. – Exemplo de aduela sobre pilar com dispositivo de ancoragem.....	48
Fig.3.40. – Várias disposições de blocos de ancoragem.....	48
Fig.3.41. – Modelo de escoras e tirantes (diafragma).....	48
Fig.3.42. – Exemplo de aduela com desviador de cabos de pré-esforço exterior.....	49
Fig.3.43. – Dimensionamento de um desviador de cabos de pré-esforço exterior.	49
Fig.3.44. – Corte longitudinal onde se esquematiza o traçado de um sistema de cabos de pré-esforço exterior não aderente.	49
Fig.3.45. – Traçado do pré-esforço exterior longitudinal na superestrutura.	52
Fig.3.46. – Aduelas suspensas numa lançadeira, Penny's Bay - Hong Kong (2003-2004).....	54
Fig.3.47. – Construção tramo a tramo com recurso a lançadeira.....	54
Fig.3.48. – Activação da perna dianteira no pilar [N+1], Wat Nakorn Bridge, Bangkok, Thailand.	55
Fig.3.49. – Fixação do apoio dianteiro no pilar [N+1].	55
Fig.3.50. – Instalação da última aduela.	55
Fig.3.51. – Lançadeira superior de aduelas.....	56
Fig.3.52. – Esquematização de um procedimento possível de suspensão das aduelas.	56
Fig.3.53. – Esquematização de um vão suspenso.	57
Fig.3.54. – Dispositivo de suspensão das aduelas, Ampang – Kuala Lumpur.....	58
Fig.3.55. – Pré-esforço temporário na laje superior e inferior do tabuleiro.....	58
Fig.3.56. – Processo de empilhamento das aduelas, Bamdra Worli - India (2002-2006).	59
Fig.3.57. – Construção com uma lançadeira inferior, KCRC West Rail, Hong Kong.	60
Fig.3.58. – Observação dos dispositivos de apoio nos pilares.	61
Fig.3.59. – Colocação de uma aduela sobre uma lançadeira inferior.....	61
Fig.3.60. – Esquematização da disposição das aduelas sobre uma lançadeira, antes da sua montagem.	62
Fig.3.61. – Esquematização do processo de montagem tipicamente adoptado.....	62
Fig.3.62. – Visualização das garças de apoio à lançadeira, KCRC West Rail - Hong Kong.....	62
Fig.3.63. – Lançadeira inferior com rotulas.....	63
Fig.3.64. – Esquematização do processo típico de construção com cimbramentos ao solo.	64
Fig.3.65. – Vista geral da colocação das aduelas com recurso a uma grua - Deep Bay Link North – Hong Kong.....	64
Fig.3.66. – Vista geral da construção com recurso a cimbre, KCRC East Rail - Hong Kong.....	65
Fig.3.67. – Vista geral de uma lançadeira de aduelas, Pakse Bridge - Laos.	66
Fig.3.68. – Esquematização da operação de avanço de uma lançadeira de grande extensão.	66
Fig.3.69. – Ponte ferroviária de alta velocidade perto de Avignon – França.	67

Fig.3.70. – Mecanismos de adaptação de uma lançadeira a alinhamentos variáveis.....	67
Fig.3.71. – Dispositivo de adaptação do mecanismo de apoio.....	68
Fig.3.72. – Posicionamento normal de colocação de aduelas.....	68
Fig.3.73. – Colocação da aduela 0 sobre o pilar.....	68
Fig.3.74. – Preparação para o avanço da lançadeira.	69
Fig.3.75. – Avanço da lançadeira.....	69
Fig.3.76. – Posicionamento de uma aduela na extremidade da consola.....	69
Fig.3.77. – Esquematização do processo construtivo por avanços sucessivos.	70
Fig.3.78. – Procedimento tipo de aplicação de contra-flechas, na construção por avanços sucessivos.....	70
Fig.3.79. – Esquematização do dispositivo de controlo geométrico das consolas.	71
Fig.3.80. – Vista em corte longitudinal, com pormenor do conjunto de macacos hidráulicos.	72
Fig.3.81. – Esquematização de um processo de correcções geométrica, com recurso a um contrapeso.	73
Fig.3.82. – Esquematização da torre metálica estabilizadora.....	74
Fig.3.83. – Esquematização de uma torre metálica estabilizadora.....	74
Fig.3.84. – Esquematização de uma consola metálica estabilizadora.....	74
Fig.3.85. – Aduela 0 apoiada num dispositivo metálico.	75
Fig.3.86. – Sistema de fecho da junta entre os tabuleiros em consola.....	76
Fig.3.87. – Esquematização do traçado do pré-esforço.....	76
Fig.3.88. – Combinação de pré-esforço temporário e permanente na construção por consola (STAR Light Railway - Kual Lumpur).	77
Fig.3.89. – Instalação de aduelas com recurso a uma grua, Lai Chi Kok Viaduct – Hong Kong.....	78
Fig.3.90. – Esquematização do processo construtivo com recurso a guinchos de elevação.....	79
Fig.3.91. – Construção com guincho de elevação, Hong Kong Shenzhen Corridor Project.	79
Fig.3.92. – Tabuleiro com tirantes definitivos.....	80
Fig.3.93. – Esquematização do processo de construção de uma ponte atirantada.	81
Fig.3.94. – Esquematização do processo construtivo com recurso a tirantes provisórios.	81
Fig.3.95. – Disposição exemplo da aplicação de um sistema de pré-esforço exterior, viaduto Vallon des Fleurs - França.....	82
Fig.3.96. – Capacidade de carga total e capacidade de elevação.	83
Fig.3.97. – Deformada da consola da lançadeira.....	83
Fig.3.98. – Fase de avanço, com a lançadeira em consola.	84
Fig.3.99. – Fase de colocação da aduela 0.....	84
Fig.3.100. – Fase de colocação de aduelas na frente da consola.....	84

Fig.3.101. – Colocação da armadura passiva constituinte de uma aduela.	86
Fig.3.102. – Pórticos rolantes.....	86
Fig.3.103. – Vista Geral de um parque de pré-fabricação e armazenamento de aduelas.	87
Fig.3.104. – Veículos de transporte de aduelas.....	87
Fig.4.1. – Mecanismos de colapso plástico.	90
Fig.4.2. – Mecanismo de colapso plástico.	90
Fig.4.3. – Modelo de análise plástica.....	91
Fig.4.4. – Modelação de um tramo, com pré-esforço exterior, por elementos finitos.....	92
Fig.4.5. – Modelo de elementos finitos - tensões e abertura de juntas.	92
Fig.4.6. – Abertura das juntas devido momentos flexão positivos e negativos.	92
Fig.4.7. – Esquematização dos locais sujeitos a elevados esforços de compressão.	94
Fig.4.8. – Armadura transversal de suspensão Fonte: (Virlogeux,1993).	95
Fig.4.9. – Vão de ensaio da "Second Stage Expressway System in Bangkok, Thailand".....	96
Fig.4.10. – Comparação entre o ensaio a escala real e os resultados numéricos, do lado direito apresenta-se a distribuição das tensões a meio vão para um carregamento próximo da rotura.	97
Fig.4.11. – Esquematização da sequência do desenvolvimento das fissuras na juntas secas.	99
Fig.4.12. – Representação da área efectiva de corte segundo o regulamento Alemão.....	100
Fig.4.13. – Ensaio experimental teste referente ao modelo da norma AASHTO.	100
Fig.4.14. – Esquematização dos vários parâmetros apresentados.	101
Fig.4.15. – Comparação entre os modelos de dimensionamento apresentados.	101
Fig.4.16. – Diagrama de esforços numa estrutura com 4 tramos concluídos.	105
Fig.4.17. – Diagrama de esforço gerados após estabelecer a continuidade com o novo tramo.....	106
Fig.4.18. – Esquematização do traçado de pré-esforço aplicado na construção tramo a tramo.	106
Fig.4.19. – Distribuição dos esforços de flexão em [N+1] tramos concluídos.	106
Fig.4.20. – Esquematização de um exemplo de uma situação de desequilíbrio.....	107
Fig.4.21. – Diagrama de esforços de flexão na fase construtiva das consolas.....	107
Fig.4.22. – Esquematização de uma etapa construtiva com uma lançadeira.	107
Fig.4.23. – Diagrama de esforços de flexão na fase construtiva das consolas (com acção concentrada devido ao equipamento construtivo).	108
Fig.4.24. – Diagrama de momentos numa superestrutura antes da betonagem da junta de fecho....	108
Fig.4.25. – Diagrama de esquematização do traçado de pré-esforço.....	108
Fig.4.26. – Diagrama de momentos numa superestrutura após da betonagem da junta de fecho.....	108
Fig.4.27. – Acção da lançadeira sobre a superestrutura na fase de betonagem da junta de fecho. ..	109
Fig.4.28. – Acção da lançadeira após betonagem da junta de fecho (fase de avanço).....	109

Fig.4.29. – Distribuição dos esforços de flexão em [N] tramos.....	109
Fig.4.30. – Esforços de flexão devido ao primeiro terço do vão.	109
Fig.4.31. – Esquematização do procedimento construtivo com tirantes provisórios..	110
Fig.4.32. – Esforços de flexão gerados por um tramo completo.....	110
Fig.4.33. – Distribuição dos esforços de flexão em [N+1] tramos concluídos.	110

ÍNDICE DE QUADROS (OU TABELAS)

Quadro 3.1. – Linha curta de fabrico versus Linha longa de fabrico	27
Quadro 3.2. – Síntese das etapas de cálculo	29
Quadro 3.3. – Diagrama de construção tramo a tramo com lançadeira superior	58
Quadro 5.1. – Plano de obra de uma ponte com aduelas pré-fabricadas	117
Quadro 5.2. – Plano de obra de uma ponte com aduelas betonadas <i>in-situ</i>	117

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

- A_{ps} - Área de aço de pré-esforço;
 A_k - Área mínima de todas as chaves no plano de rotura [m²];
 A_{sm} - Área entre chaves no plano de rotura [m²];
 A_T - Área efectiva de corte;
 A_{key} - Área mínima de todas as chaves no plano de rotura;
 A_{joint} - Área da junta comprimida;
 b - Largura da alma;
 b_{ef} - Largura efectiva da secção na zona de compressão;
 b_n - Largura das chaves;
 c - Distância entre a fibra mais comprimida e o eixo neutro;
 d_p - Distância da fibra mais comprimida ao centróide do aço de pré-esforço;
 E_{ps} - Módulo de elasticidade do aço de pré-esforço;
 f_{pu} - Tensão de rotura da armadura de pré-esforço;
 f_{cu} - Resistência característica do betão aos 28 dias à compressão;
 f_{pe} - Tensão no pré-esforço após perdas;
 f_{ps} - Tensão última do cabo de pré-esforço;
 f'_c - Resistência do betão à compressão;
 f_{ck} - Valor de característico de compressão do betão aos 28 dias [MPa];
 h - Altura da secção a meio vão;
 h_{ne} - Altura das chaves, com $h_{ne} < 6 \cdot b_n$;
 L - Comprimento do cabo entre ancoragens;
 L_{cabo} - Comprimento total do cabo de pré-esforço;
 χ - Curvatura permitida pela secção;
 x - Distância da fibra mais comprimida ao eixo neutro, na secção a meio vão;
 ε_c - Extensão de compressão do betão (3,5 ‰);
 ε_{cu} - Deformação à compressão da fibra externa;
 σ_n - Compressão média na zona da junta [MN];
 σ_n - Compressão média na zona da junta [MN];
 ρ_p - Taxa de armadura de pré-esforço;
 Ω_u - Coeficiente redutor de deformação, dado pela seguinte equação;
 θ - Capacidade de rotação da secção a meio vão;

$\Delta\sigma_p$ - Incremento de tensão nos cabos de pré-esforço exterior;

$(\Delta\varepsilon_{cps})_{\text{médio}}$ - Deformação do cabo não aderente, calculada integrando a deformação do betão ao nível do cabo entre as ancoragens e dividindo pelo comprimento do vão;

$(\Delta\varepsilon_{cps})_{\text{m,aderente}}$ - Deformação de um cabo aderente equivalente na secção de momento flector máximo;

1

INTRODUÇÃO

1.1. CONTEXTO E IMPORTÂNCIA DO TEMA

A construção de pontes com aduelas pré-fabricadas teve início na década de 60, tendo sido desenvolvida pela Engenharia Francesa. Desde então tem sido caracterizada por um incessante desenvolvimento a vários níveis, designadamente ao nível das soluções estruturais em que foi posta em prática, dos métodos e procedimentos construtivos adoptados e dos critérios de concepção.

A execução de tabuleiros com aduelas pré-fabricadas para além da vertente económica, traz vantagens evidentes em termos de qualidade de execução, de materiais e de tolerâncias pois trata-se da produção em fábrica ou em condições especiais de estaleiro. A aplicação desta tecnologia em Portugal tem recebido, até recentemente, um entusiasmo limitado no meio técnico. Isto deve-se sobretudo a dois factores: por um lado, a uma experiência e conhecimentos acumulados no projecto e execução de obras de betão armado pré-esforçado executadas *in-situ* e consequente disponibilidade de mão de obra experiente e equipamentos nessa área, e, por outro lado, pelo relativamente baixo nível de desenvolvimento da indústria de pré-fabricação em Portugal, não existindo um mercado estruturado e o *know-how* exigido por esta tecnologia.

1.2. OBJECTIVOS

Este trabalho constitui uma primeira contribuição para reduzir o quase vazio bibliográfico que existe, a nível nacional, sobre a temática da construção de pontes com aduelas pré-fabricadas. Respondendo a essa necessidade, elabora-se, neste texto, uma sistematização dos diversos aspectos relacionados com a realização deste tipo de pontes, procurando, assim, contribuir para o estado de conhecimento desta tecnologia.

Nesse sentido procura-se criar uma plataforma de conhecimento técnico que permita, para uma primeira apreciação validar/comparar este método construtivo com outros métodos mais frequentemente adoptados no nosso país.

Intenta-se elaborar uma descrição das especificidades construtivas desta tecnologia, designadamente sobre a metodologia de pré-fabricação das aduelas, o controlo geométrico nas várias fases construtivas, o tipo de juntas e o sistema de pré-esforço longitudinal. Procura-se também abordar as particularidades desta tecnologia no que diz respeito ao comportamento e dimensionamento do tabuleiro à acção sísmica. De uma forma detalhada, procura-se apresentar, analisar e discutir os vários processos de execução de tabuleiros, os equipamentos utilizados, bem como os aspectos relacionados com a segurança e comportamento estrutural deste tipo de superestruturas.

Pretende-se ainda, com este trabalho, apresentar um texto sistematizado dos vários factores integrantes do processo de concepção e dimensionamento de uma ponte de aduelas pré-fabricadas, abordando as vantagens e desvantagens associadas a esta tecnologia, bem como uma apresentação de uma estrutura simplificada de possíveis custos.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

O trabalho apresentado compreende seis capítulos. Os capítulos que sucedem ao presente capítulo introdutório, apresentam a cadência que a seguir se expõe.

No Capítulo 2 apresenta-se um sintético “Estado-da-Arte” da construção de pontes de pequena e média dimensão. Apresentam-se os vários processos de execução, designadamente de tabuleiros betonados *in-situ*, construção por deslocamentos sucessivos, execução de tabuleiros com aduelas pré-fabricadas, e as respectivas características principais e campos de aplicação.

O Capítulo 3 é dedicado às especificidades construtivas de pontes com aduelas pré-fabricadas. Apresentam-se as várias metodologias de pré-fabricação de aduelas, sendo também estudado o controlo geométrico que se realiza na pré-fabricação e na instalação das aduelas. São sinteticamente tratados os aspectos de manuseamento, armazenamento e transporte de aduelas. Nesse capítulo são ainda abordados o elemento aduela no que diz respeito ao tipo de junta, às soluções de pré-esforço longitudinal e suas respectivas vantagens e desvantagens bem como aos aspectos particulares no que ao comportamento sísmico das superestruturas diz respeito. Descrevem-se os procedimentos construtivos específicos da construção, tramo a tramo, por avanços sucessivos, e com recurso a tirantes, bem como as principais características e as várias vantagens e desvantagens de cada processo construtivo. Abordam-se aspectos de dimensionamento e operacionalidade, relativos às lançadeiras de aduelas tipicamente usadas na construção tramo a tramo e por avanços sucessivos. Ainda se apresenta, de forma sucinta, uma estrutura de custos referentes à aplicação desta tecnologia construtiva.

O Capítulo 4 trata dos métodos de análise e das respectivas aplicabilidades no processo de dimensionamento deste tipo de superestruturas. Apresentam-se aspectos elementares de vários regulamentos que abordam a esta matéria. Abordam-se os aspectos de cálculo e dimensionamento relativo às juntas entre aduelas, ao sistema de pré-esforço, e são analisados os esforços durante a fase construtiva.

Por fim, no Capítulo 5 elabora-se uma plataforma de conhecimento que visa auxiliar o processo de tomada de decisão sobre qual método de execução de tabuleiros adoptar. Nesse sentido, procede-se à racionalização dos vários factores de decisão relevantes que intervêm nesse processo.

2

**ESTADO DA ARTE DA
CONSTRUÇÃO DE PONTES****2.1. INTRODUÇÃO**

Um dos aspectos que mais condiciona o processo de concepção de uma ponte consiste na tomada de decisão sobre qual método construtivo adoptar. Provavelmente, é no domínio da engenharia de pontes, que esta decisão mais influencia a globalidade do processo de dimensionamento. Como tal, o processo construtivo de uma ponte tem de ser considerado e racionalizado logo nas primeiras fases do projecto.

A tomada de decisão sobre qual o método construtivo a adoptar decorre de uma profunda análise de vários factores condicionantes como custo, facilidade de execução, segurança durante a execução da obra, tempo de execução, capacidade técnica do empreiteiro, etc.

O presente capítulo versará, de uma forma superficial, sobre os vários métodos construtivos constantes no estado da arte em causa e irá referir algumas das suas particularidades, no sentido de possibilitar comparações entre estes, nomeadamente no que concerne aos campos de aplicação, princípios de construção, esquemas construtivos gerais e principais vantagens e desvantagens. Irá dar-se relevo apenas às várias soluções indicadas para a construção de pontes de betão com vãos superiores a 30 metros.

Os métodos construtivos serão agrupados da seguinte forma:

- Processos de execução de tabuleiros betonados *in-situ*;
- Construção de pontes por deslocamentos sucessivos;
- Processos de execução de tabuleiros com aduelas pré-fabricadas.

2.2 PROCESSOS DE EXECUÇÃO DE TABULEIROS BETONADOS *IN-SITU***2.2.1 CONSTRUÇÃO DE PONTES UTILIZANDO CIMBRE AUTO-LANÇÁVEL****2.2.1.1 Generalidades**

Correntemente na construção de pontes por este método recorre-se a uma viga de lançamento metálica, que relativamente à superestrutura da ponte poderá ocupar uma posição superior ou inferior (Figura 2.1.). A viga de lançamento possui um sistema autónomo de avanço (viga auto-lançável) bem como dispositivos para apoio na parte do tabuleiro já construída ou nos apoios definitivos da obra (pilares e encontros) que permite que esta se desloque tramo a tramo autonomamente. Este procedimento possibilita vencer por exemplo rios e vales extensos sem a necessidade de recorrer a escoramentos ao solo.



Fig.2.1. – Vista geral da construção de uma ponte utilizando uma viga de lançamento superior.
Fonte: (Ferraz, 1991).

As vigas de lançamento, que podem ser de alma cheia ou treliçadas, são constituídas por uma viga portante longitudinal e um por dispositivo auxiliar que suporta as cofragens. Importa referir que, entre todos os métodos apresentados nesta dissertação, este é actualmente o mais utilizado em Portugal (Ferraz, 1991).

2.2.1.2 Campo de aplicação

O sistema de viga de lançamento é aplicável a tabuleiros contínuos com qualquer tipo de secção transversal.

O presente método é indicado, numa perspectiva económica, para a construção de superestruturas de eixo rectilíneo ou com pequena curvatura, com vãos de consideráveis dimensões e, tipicamente, de secção constante. Este sistema é utilizado hoje em dia até vãos da ordem dos 70 metros, sendo frequentemente utilizado para vãos entre os 30 e os 55 metros. Segundo (Ferraz, 1991) a extensão óptima do vão está compreendida entre os 40 e os 50 metros. O comprimento de cada troço construído é, habitualmente igual ao comprimento de cada tramo, procurando localizar as juntas entre troços nas secções do tabuleiro de inversão de momentos (tipicamente a 1/4 ou 1/5 de vão) (Ferraz, 1991).

2.2.1.3 Vantagens e desvantagens do processo

Este método apresenta, como principal vantagem a rapidez de execução, permitindo executar um vão completo em cerca de uma semana. Este método também permite a independência do trabalho em relação ao solo decorrendo desse facto várias vantagens. Pode-se também apontar a boa acessibilidade à frente de trabalho facilitando a realização das várias tarefas construtivas.

No que concerne a desvantagens tem-se o elevado custo inicial associado à aquisição, transporte e operação de montagem/desmontagem da viga de lançamento. Assim sendo, a sua aplicação só será justificada em obras de considerável extensão ou quando existe a possibilidade de reutilizar o equipamento em obras semelhantes, possibilitando-se assim a amortização dos vários custos. Os

projectistas que optam por este método construtivo normalmente ficam condicionados pelo vão máximo exequível pelos equipamentos utilizados.

2.2.2 CONSTRUÇÃO DE PONTES POR AVANÇOS SUCESSIVOS

2.2.2.1 Generalidades

Este método é caracterizado pelo facto de a construção do tabuleiro se proceder a partir dos seus apoios, através da betonagem *in-situ* de aduelas de modo equidistante de cada lado dos pilares, constituindo-se um par de consolas (Figura 2.2.). As aduelas apresentam um comprimento, em geral da ordem dos três a seis metros (Figura 2.3.). À medida que a construção progride os momentos negativos em cada consola aumentam, sendo por isso necessário aplicar cabos de pré-esforço no topo das secções. Através destes cada aduela fica ligada à antecedente com resistência suficiente para se tornar autoportante e servir de apoio às aduelas seguintes. Tipicamente terá de suportar o peso próprio das aduelas a construir e as acções provenientes dos equipamentos necessários à construção da superestrutura (cofragens, carros de avanço, etc.). Geralmente, a construção é efectuada de um modo simétrico, a partir dos pilares, de modo a evitar o desenvolvimento de esforços de flexão nos pilares e fundações. Importa referir que a betonagem das aduelas não é necessariamente simultânea, o que faz com que as consolas gerem esforços (momentos) desequilibradores durante algumas fases do processo construtivo. Nessa situações o equilíbrio estático poderá ser alcançado, por exemplo, através do encastramento do tabuleiro nos pilares ou efectuando ligações temporárias com cabos de pré-esforço vertical da superestrutura ao pilar.

Contudo a técnica de avanços sucessivos também pode ser executada (Reis, 2002):

- Assimetricamente a partir de um tramo já construído, ou a partir de um encontro;
- Assimetricamente a partir de um pilar ou de um encontro mas recorrendo a uma técnica mista de avanços e cavalete apoiado sobre o terreno.

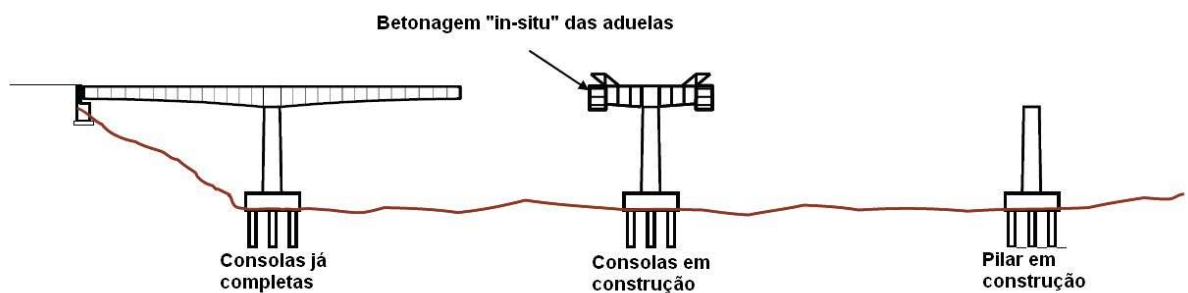


Fig.2.2. – Esquemática da construção por avanços sucessivos, com aduelas betonadas *in-situ*.

Fonte: adaptado Veletzos (2007)



Fig.2.3. – Construção de uma ponte por avanços sucessivos.

Fonte: VSL Internacional

2.2.2.2 Campo de aplicação

O método construtivo por avanços sucessivos é frequentemente utilizado para vãos compreendidos entre os 70 e os 90 metros, contudo oferece boas condições de execução de vãos entre os 50 e os 150 metros (Ferraz, 1991). Este método é tecnicamente vantajoso para a construção de superestruturas com alinhamento curvo, com raios apertados.

Actualmente, com regularidade, alcançam-se ciclos construtivos de um par de aduelas em cada período de 5 a 10 dias de trabalho (em geral uma semana), por frente de trabalho (Mathivat, 1980).

2.2.2.3 Vantagens e desvantagens

As principais vantagens deste processo construtivo são a possibilidade de se dispensar cimbres e escoramentos, o recurso a menor quantidade de cofragens e o seu melhor aproveitamento ao longo da construção. Possibilita a construção em várias frentes de trabalho e a mecanização do processo, levando a uma eficiente rentabilização da mão-de-obra (Ferraz, 1991).

Como desvantagens pode apontar-se a necessidade de se efectuar um rigoroso controlo geométrico durante a construção, bem como, a complexidade da operação de avanço da cofragem. (Ferraz, 1991).

2.3. CONSTRUÇÃO DE PONTES POR DESLOCAMENTOS SUCESSIVOS

2.3.1. GENERALIDADES

O método dos deslocamentos sucessivos consiste na construção do tabuleiro, por troços sucessivos de 10 a 30 metros de comprimentos, geralmente apenas atrás de um dos encontros. A sua construção é orientada segundo o eixo da obra, sendo posteriormente colocados na sua posição final através de uma translação longitudinal. Esse processo de translação é realizado por intermédio de um sistema de macacos hidráulicos, conforme se esquematiza na Figuras 2.4. e 2.5.

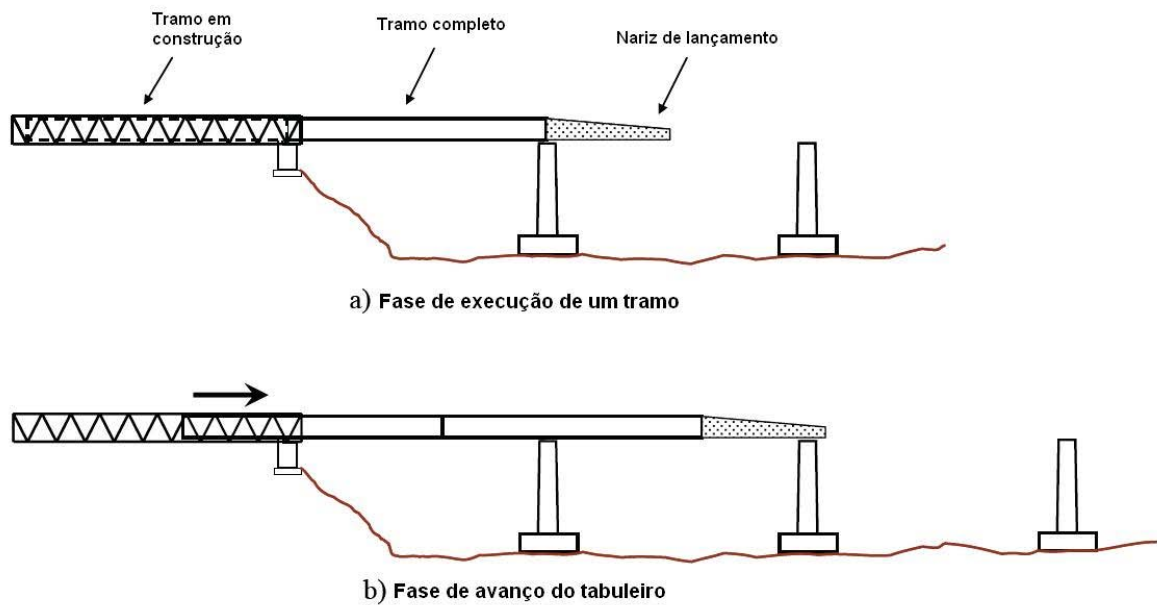


Fig.2.4. - Esquemática do processo de construção de pontes por deslocamentos sucessivos.

Fonte: adaptado Veletz (2007)



Fig.2.5. – Nariz de lançamento.

Fonte: (VSL Internacional)

2.3.2. CAMPO DE APLICAÇÃO

O sistema é indicado sobretudo para a realização de superestruturas de alinhamento recto em perfil e em planta ou com curvatura em planta e perfil constantes. Contudo também poderá ser efectuado em obras com pequenas curvaturas variáveis em planta, exigindo para tal aplicação de operações adicionais, nomeadamente deslocamentos laterais.

O método é em geral adequado para pontes extensas (tipicamente superior 150 metros). O comprimento de vão exequível está normalmente compreendido entre 40 a 50 metros. Existem técnicas que permitem aumentar o comprimento do tramo exequível, nomeadamente o recurso a apoios auxiliares provisórios (Reis, 2002). Segundo Rosignoli (2002) é comum produzir um segmento de 20 a 30 metros por semana.

2.3.3. VANTAGENS E DESVANTAGENS

As vantagens associadas a este método advêm sobretudo do facto de a área sob o tabuleiro ficar livre de cimbres e de quase toda actividade da sua construção se localizar numa área pequena, de fácil acesso e com condições de segurança e qualidade de fabrico próximas das que seriam obtidas numa instalação industrial de pré-fabricação (Ferraz, 1991). Pode-se também referir a rapidez de construção deste método.

As principais desvantagens são as limitações já referidas relativas ao perfil e geometria da superestrutura, a obrigatoriedade da secção do tabuleiro ser constante e a necessidade da realização de um controlo geométrico das várias operações com um elevado rigor.

2.4. PROCESSOS DE EXECUÇÃO DE TABULEIROS COM ADUELAS PRÉ-FABRICADAS

2.4.1. GENERALIDADES

A execução de tabuleiros com aduelas pré-fabricadas surgiu como resultado da necessidade de se utilizar métodos construtivos com elevado grau de rendimento, mecanização e menor quantidade de mão-de-obra necessária. Desta forma torna-se possível executar superestruturas em menores períodos de tempo e com menores custos.

Outra motivação que levou à grande adopção desta tecnologia foi a sua boa adaptabilidade para construir em ambientes densamente urbanizados.

Actualmente esta tecnologia está bastante divulgada, sobretudo nos Estados Unidos da América e na Ásia, onde é tendencialmente a primeira solução construtiva a adoptar em determinados tipos de pontes. Em alguns países pertencentes à Europa (e.g. Espanha e França) também se recorre com alguma frequência a esta tecnologia. Contudo num considerável número de países, como por exemplo Portugal, esta tecnologia ainda se encontra pouco divulgada.

A execução de pontes com aduelas pré-fabricadas surgiu no início dos anos sessenta, tendo desde essa altura sofrido uma grande evolução. De há mais de 40 anos para cá, a construção de pontes e viadutos tem sido marcada pela associação de uma intensiva pré-fabricação de aduelas em secção caixão e a sua assemblagem através de poderosas lançadeiras, tirantes temporários e definitivos, gruas e guinchos de elevação.

2.4.2. CONSTRUÇÃO POR ADUELAS PRÉ-FABRICADAS TRAMO A TRAMO

2.4.2.1. Princípios de aplicação

Como consequência das crescentes exigências de construção de pontes e viadutos cada vez mais extensos, em períodos de tempo reduzidos e em zonas sensíveis (e.g. áreas densamente urbanizadas), o método construtivo tramo a tramo, associado a uma intensiva pré-fabricação de aduelas, tem-se mostrado uma solução muito eficaz na resposta a essas exigências. Este tem sido posto em prática

sobretudo na construção de vãos da ordem dos 40 a 50 metros, contudo já se realizaram vãos até 70 metros.

A construção de pontes ou viadutos através deste método construtivo consiste basicamente na construção tramo a tramo através de um processo que pode ser genericamente resumido da seguinte forma: as aduelas constituintes de cada tramo são posicionadas, estando temporariamente suspensas através de uma lançadeira ou um cembre. Posteriormente é lhes aplicado um sistema de pré-esforço longitudinal que assembla todas as aduelas, conferindo-lhes rigidez estrutural. Por fim, posiciona-se o tramo completo nos seus apoios definitivos. O sistema estrutural da superestrutura resultante poderá ser de natureza simplesmente apoiada ou tornada contínua através de um sistema adicional de pré-esforço longitudinal.

Como indicado, existem várias soluções para pôr em prática este tipo de construção, sendo razoável enumerá-las em duas tipologias: construção com recurso a lançadeira de aduelas (superior ou inferior) e construção com recurso a um cembre autoportante ou um cembre ao solo.

2.4.2.2. Lançadeira superior e inferior

Provavelmente o sistema mais comum de construção tramo a tramo é o que envolve o uso de uma lançadeira numa posição superior relativamente à superestrutura (Figuras 2.6. e 2.7.). A lançadeira é posicionada sobre o vão a construir, apoiando-se nos pilares. Esta é equipada por um guindaste que é usado para colocar todas as aduelas nas respectivas posições finais, onde são suspensas por intermédio de tirantes verticais. Após a assemblagem de todo o vão através de um sistema de pré-esforço, este é pousado nos apoios definitivos, ficando a lançadeira desimpedida para se deslocar para o vão seguinte.



Fig.2.6. - Lançadeira superior de aduelas (Deep Bay Link, Hong Kong).

Fonte: VSL Internacional



Fig.2.7. – Vista geral de uma lançadeira superior de aduelas (Deep Bay Link, Hong Kong).

Fonte: VSL Internacional

A instalação de aduelas através de uma lançadeira inferior segue genericamente os mesmos passos que a lançadeira superior, contudo neste caso esta encontra-se numa posição inferior relativamente à superestrutura. O sistema mais comum de aplicação deste método inclui um par de vigas auto-lançáveis, que se situam em ambos os lados do alinhamento do vão, suportando-se nos pilares adjacentes a este (Figura 2.8.). A elevação das aduelas faz-se, tipicamente, através de gruas ou de guinchos de elevação que as coloca sobre a lançadeira.



Fig.2.8. - Lançadeira inferior (West Rail, Hong Kong).

Fonte: VSL Internacional

2.4.2.3. Cimbra

O recurso a cimbra ao solo (Figura 2.9 e 2.10) ou cimbra auto-portante (Figura 2.11) consiste provavelmente na solução de construção tramo a tramo tecnicamente menos complexa. Esta solução

apresenta grande conveniência para projectos onde, devido ao número insuficiente de vãos, não se justifica o elevado investimento de capital numa lançadeira. A colocação das aduelas sobre o cimbra fica a cargo, geralmente, de gruas móveis.



Fig.2.9. - Cimbra ao solo (Deep Bay Link, Hong Kong).
Fonte: VSL Internacional



Fig.2.10. - Cimbra ao solo (Deep Bay Link, Hong Kong, 2004-2005);
Fonte: VSL Internacional



Fig.2.11. - Cimbra auto-portante (West Rail, Hong Kong, 1999-2002).
Fonte: VSL Internacional

2.4.3. CONSTRUÇÃO POR AVANÇOS SUCESSIVOS COM ADUELAS PRÉ-FABRICADAS

2.4.3.1 Princípio de aplicação

Geralmente este processo construtivo, de forma análoga aos tabuleiros constituídos por aduelas betonadas *in-situ*, é indicado para longos vãos (tipicamente superiores a 50 metros) ou para superestruturas com uma complexidade geométrica superior (alinhamentos variáveis em planta e perfil, curvaturas de raio reduzido e aduelas de geometria variável).

Segundo Mathivat (1983) o vão máximo economicamente viável é de 150 metros, contudo segundo alguns outros autores, designadamente Fadón e Herrero (1995), a partir de vãos da ordem dos 130 metros o grande peso das aduelas condiciona fortemente a versatilidade do processo construtivo.

O processo construtivo consiste basicamente na instalação sequencial de pares de aduelas pré-fabricadas simetricamente a partir de um pilar, sendo as várias aduelas pré-fabricadas ligadas à estrutura através de cabos de pré-esforço. Os tramos em consola são, numa fase final, ligados, a meio vão, através da betonagem de uma aduela de fecho e da aplicação de um sistema de pré-esforço adicional, alcançando-se assim a continuidade entre consolas.

Este método construtivo teve a sua primeira aplicação em 1962, com construção da ponte Choisy-le-Roy, sobre o rio Sena (França). Esta foi construída com recurso a uma grua flutuante que instalava as aduelas de modo equidistante de cada lado dos pilares (Rodrigues, 1996).

Neste método existem três soluções construtivas: recurso a grua, a guinchos de elevação e lançadeira de aduelas.

2.4.3.2. Elevação por grua

Consiste numa solução bastante simples em que é apenas necessária uma grua para elevar individualmente cada aduela directamente na frente da consola (Figura 2.12 e 2.13.). É logicamente um procedimento construtivo que requer baixo capital de investimento no que diz respeito ao equipamento de colocação de aduelas. Contudo este procedimento está fortemente condicionado por vários factores como a altura da superestrutura, acessibilidade e condições de operação no local de obra.

Na construção da ponte Vasco da Gama, concretamente do Viaduto da Expo, foi adoptada esta metodologia construtiva (Figura 2.12.). O viaduto com 672 metros foi construído a partir de aduelas pré-fabricadas colocadas de modo equidistante de cada lado dos pilares, com recurso a gruas instaladas em barcos. Os trabalhos foram dirigidos pela Campenon Bernard SGE (<http://www.vinci.com>).



Fig.2.12. - Colocação da aduela 0 com recurso a uma grua (West Rail, Hong Kong ,1999-2002).
Fonte: VSL Internacional



Fig.2.13. - Colocação de uma aduela com recurso a uma grua (West Rail, Hong Kong, 1999-2002).
Fonte: VSL Internacional



Fig.2.14. – Construção do viaduto Expo

Fonte: Campenon Bernard SGE

2.4.3.3. Recurso a guincho de elevação

Neste procedimento os dispositivos de elevação são colocados na parte superior da extremidade das consolas em construção e vão avançando à medida que a superestrutura vai sendo construída (Figura 2.15 e 2.16.). Os dispositivos de elevação geralmente estão equipados com uma plataforma auxiliar situada ao nível da superestrutura, como é visível na Figura 2.15., que facilita a aplicação do sistema de pré-esforço longitudinal e a eventual resina epoxi entre juntas.



Fig.2.15. - Elevação de uma aduela com recurso a guinchos de elevação (West Tsing Yi, Hong Kong, 2004-2005)

Fonte: VSL Internacional



Fig.2.16. - Elevação da última aduela do tramo com recurso de guincho de elevação (West Tsing Yi, Hong Kong 2004-2005).

Fonte: VSL Internacional

2.4.3.4. Lançadeira

Esta solução consiste no uso de uma lançadeira que permite a instalação de aduelas, deslocando-se autonomamente de tramo em tramo. Tipicamente corresponde à solução construtiva mecanicamente mais complexa e com maior impacto visual (Figura 2.17.).

Habitualmente vem equipada com dois guinchos que permitem movimentar as aduelas. As actuais lançadeiras são capazes de operar numa grande variedade de vãos e com variáveis raios de curvatura. O fornecimento de aduelas à lançadeira poderá proceder-se pela superestrutura já executada ou através da elevação destas de um nível inferior (solo ou barco) (Figura 2.18.).



Fig.2.17. - Construção por avanços sucessivos com recurso a uma lançadeira superior (Shenzhen Western Corridor Project, Hong Kong).

Fonte: VSL Internacional



Fig.2.18. - Construção por avanços sucessivos com recurso a uma lançadeira superior (Shenzhen Western Corridor Project, Hong Kong).

Fonte: VSL

2.4.4 CONSTRUÇÃO DE PONTES COM RECURSO A TIRANTES

2.4.4.1 Princípio de aplicação

A construção de pontes com recurso a tirantes pode-se proceder de várias formas designadamente com recurso a tirantes provisórios ou a tirantes definitivos.

2.4.4.2. Tirantes provisórios

O procedimento construtivo geral consiste na colocação sucessiva das aduelas por intermédio de uma grua (Figura 2.19.) ou de um guincho de elevação. A particularidade deste processo construtivo advém da forma como as aduelas são temporariamente pré-esforçadas na sua posição final, que se procede através de um sistema de cabos de suspensão e uma torre (Figura 2.19.). As aduelas encontram-se temporariamente assembladas através do referido sistema de tirantes até que o vão fique completo, altura em que se procede à aplicação do pré-esforço longitudinal definitivo.

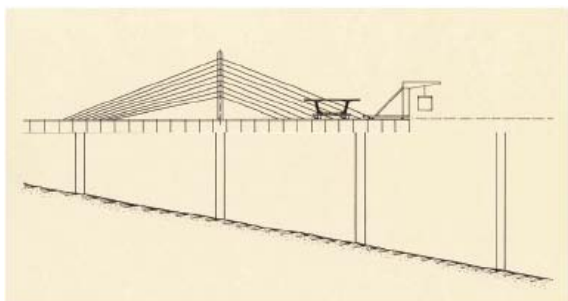


Fig.2.19. - Construção com recurso a tirantes provisórios.

Fonte: Jacques (2004)

2.4.4.3. Tirantes definitivos

Através da aplicação de tirantes é possível alcançar os grandes vãos através da tecnologia de aduelas pré-fabricadas, nomeadamente vãos superiores a 400 metros. Na Figura 2.20. pode-se observar a construção de uma ponte em que um dos vãos principais tem um comprimento de 398 metros.

Segundo Madani (2006), o comprimento de vão económico está compreendido entre os 150 a 450 metros.

A superestrutura poderá ser dimensionada por exemplo considerando dois planos de tirantes com uma viga caixão em linha com cada plano. Também é possível considerar apenas um plano de tirantes com uma viga ou duas vigas caixão ligadas transversalmente por vigas em cada ponto de ancoragem de um tirante (fib Commission 6, 2004).



Fig.2.20. – Construção de uma ponte atirantada (Industrial Ring Road, Bangkok, 2005-2006).

Fonte: VSL Internacional

Em Portugal foi construída uma ponte atirantada com aduelas pré-fabricadas (contudo compósitas, não totalmente de betão). Foi a primeira ponte portuguesa de aduelas pré-fabricadas a ser dimensionada e construída tendo por base a tecnologia nacional (Reis, Oliveira, 2004).



Fig.2.21. – Vista geral da Ponte Europa, Coimbra (Maquete).

Fonte: (Reis, Oliveira, 2004)

3

ESPECIFICIDADES CONSTRUTIVAS DE PONTES DE ADUELAS PRÉ-FABRICADAS

3.1. METODOLOGIA DE PRÉ-FABRICAÇÃO DE ADUELAS

3.1.1. GENERALIDADES

A construção de pontes com aduelas pré-fabricadas possui muitos pontos em que se superioriza à construção por betonagem das aduelas *in-situ*, devido em grande parte às várias características intrínsecas ao processo de pré-fabricação. Neste as aduelas podem ser produzidas em cenários industriais, sobre um apertado controlo de qualidade. Para além desta, existem muitas mais vantagens associadas a esta tecnologia, as quais serão oportunamente abordadas ao longo desta dissertação.

Originalmente, numa situação de construção por aduelas pré-fabricadas, o empreiteiro apenas tinha duas soluções: pré-fabricava as aduelas no local da obra ou estabelecia a determinada distância uma fábrica de aduelas. A escolha dependia principalmente das restrições do local ou do peso das aduelas. O estaleiro de pré-fabricação era organizado como parte integrante de todo o projecto, incluindo os custos de instalação, operação e desmantelamento.

Actualmente em determinados países, com o crescente desenvolvimento desta metodologia construtiva e crescente envolvimento da indústria da pré-fabricação, uma nova opção surgiu aos empreiteiros: a possibilidade de todas as questões operacionais serem adjudicadas a uma entidade própria de pré-fabricação. Esta nova filosofia permitiu cortar custos, melhorar a qualidade de construção e oferecer um processo mais fiável com menores riscos associados (Palmer, 2004).

No que concerne à tecnologia de pré-fabricação a adoptar existem, essencialmente duas soluções: linhas longas de fabrico e linhas curtas de fabrico. A decisão sobre qual solução adoptar está dependente, entre outros factores, da área disponível na proximidade da obra e das características geométricas das aduelas. Adicionalmente, e porque são equipamentos que exigem um considerável investimento inicial, a solução a adoptar recai muitas vezes, na tecnologia para a qual os empreiteiros já possuem os equipamentos necessários e experiência acumulada.

3.1.2 LINHAS CURTAS DE FABRICO

A metodologia base deste processo consiste na fabricação de cada segmento nas chamadas células de pré-fabricação. Estas células são constituídas por um espaço livre onde se betona, por cofragem exteriores ajustáveis e por uma cofragem inferior móvel e ajustável (Figura 3.1.) (Combault, 2004).

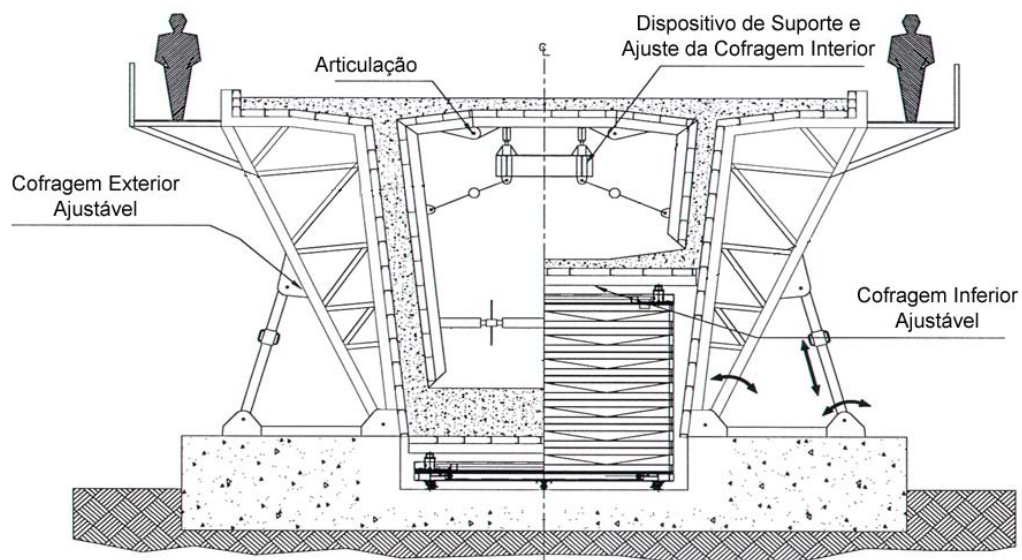


Fig.3.1. – Esquematização de uma célula de pré-fabricação.
Fonte: adaptado de VSL Internacional.



Fig.3.2. – Linha curta de pré-fabricação, Kisosasen Bridge, Japão.
Fonte: (VSL Internacional).



Fig.3.3. – Montagem da célula de pré-fabricação, ajuste da cofragem interior.
Fonte: (VSL Internacional).

O processo de pré-fabricação é ilustrado na figura 3.4. e pode ser descrito da seguinte forma (Rodrigues, 1996; Mathivat, 1980; Rotolone, 2007):

As aduelas são fabricadas individualmente num local fixo, usando moldes metálicos estacionários com as dimensões apropriadas e betonando um segmento contra o anterior, de forma a obter-se uma junta conjugada. Após a nova aduela betonada ter adquirido a resistência suficiente (e.g. 15 a 20 MPa), a aduela completa no ciclo anterior, usada como aduela de contra-molde (cofragem numa das extremidades do actual processo), é movida para o estaleiro e a aduela recentemente betonada é deslocada para o seu local. A plataforma de apoio da aduela que foi para o estaleiro é reciclada e colocada na zona de betonagem. O novo segmento que agora serve de contra-molde (cofragem) é ajustado de acordo com o traçado e alinhamento da superestrutura. As armaduras de reforço e todos dispositivos referentes ao pré-esforço são colocados na zona de betonagem. Posteriormente as cofragens são adaptadas e ajustadas contra a cofragem posterior (cofragem fixa) e o segmento contra-molde. Por fim, é betonado novo segmento. Esta sequência pode ser observada nas figuras 3.5. a 3.8. (Combault, 2004).

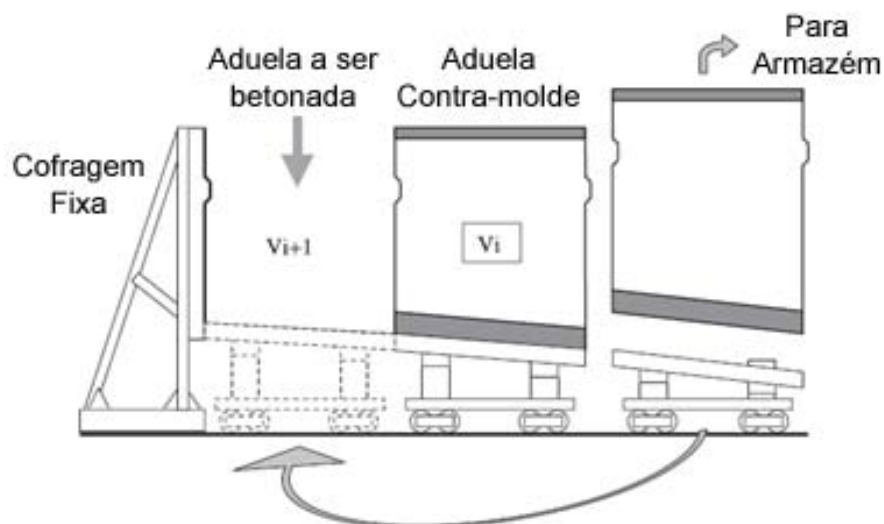


Fig.3.4. – Esquematização do processo pré-fabricação linha curta de fabrico.
Fonte: adaptado de Combault (2004).

A sequência de um ciclo de fabrico pode ser observada, mais detalhadamente, nas seguintes figuras (VSL Internacional Ltd.):

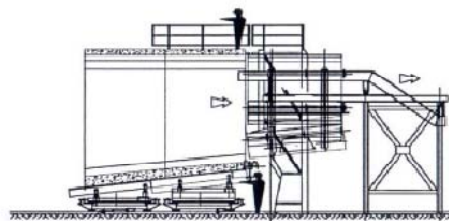


Fig.3.5. – Fase 1 - Processo pré-fabricação linha curta de fabrico.
Fonte: (VSL Internacional).

- i. Registo das características geométricas da aduela produzida;
- ii. Remoção do sistema de cofragem.

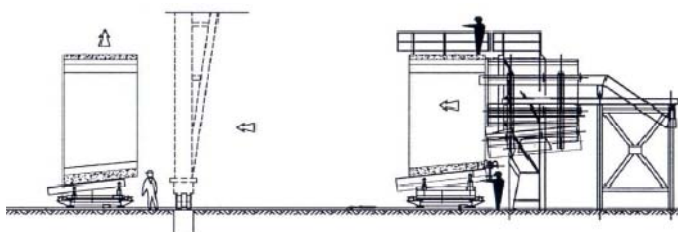


Fig.3.6. – Fase 2 - Processo pré-fabricação linha curta de fabrico.
Fonte: (VSL Internacional).

- iii. Remoção da aduela de contra-molde para a zona de armazenamento;
- iv. Deslocamento da última aduela produzida para a posição de contra-molde e de seguida realização dos necessários ajustes geométricos;

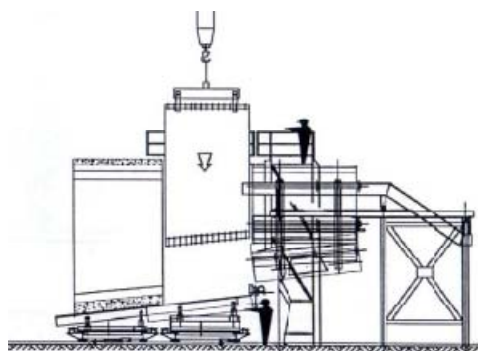


Fig.3.7. – Fase 3 - Processo pré-fabricação linha curta de fabrico.
Fonte: (VSL Internacional).

- v. Reposicionamento do tabuleiro de betonagem com os devidos ajustes;
- vi. Instalação da armadura constituinte da aduela a fabricar;

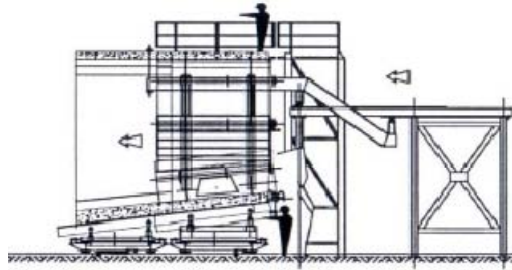


Fig.3.8. – Fase 4 - Processo pré-fabricação linha curta de fabrico.
Fonte: (VSL Internacional).

- vii. Instalação do sistema de cofragem exterior;
- viii. Execução da betonagem da aduela;

Toda a operação descrita pode-se processar num curto espaço de tempo. Facilmente se alcançam rácios de produção de uma aduela por dia, por célula de produção. Normalmente este rácio é definido pelo tempo de cura do betão de cada nova aduela (Combault, 2004).

O betão normalmente utilizado é do tipo auto-compactável. Terá de ser um betão com determinadas propriedades que lhe permita preencher correctamente todos os espaços, inclusive nos locais mais difíceis, sem que seja necessário efectuar a sua vibração, no sentido de acelerar o seu processo de fabrico. Importa referir que, por vezes é necessário betonar aduelas com até 6 metros de altura, com bainhas de pré-esforço interior, o que acarreta cuidados especiais a esta operação. O betão é sempre alvo de um ensaio prévio de fluidez.

Para superestruturas correntes é comum prescrever uma resistência à compressão do betão a 12 horas de 20 MPa para ser descofrado e uma resistência característica aos 28 dias de 40 MPa. Por vezes, utilizam-se betões de resistências à compressão superiores, até 60 MPa.

Esta tecnologia consegue adaptar-se a vários tipos de tabuleiros designadamente rectos, com alinhamentos curvos em planta e perfil, através de translações e rotações das aduelas que temporariamente servem de molde às aduelas a betonar (Figura 3.9.) (Rodrigues, 1996). Os equipamentos correntes permitem realizar raios mínimos de curvatura em planta da ordem 80 metros.

Para o correcto desenrolar do processo de pré-fabricação de uma superestrutura é necessário proceder a um rigoroso controlo geométrico dos vários segmentos que vão sendo fabricados, por forma a que se cumpra o alinhamento especificado no projecto. No subcapítulo 3.3 esta temática será aprofundada.

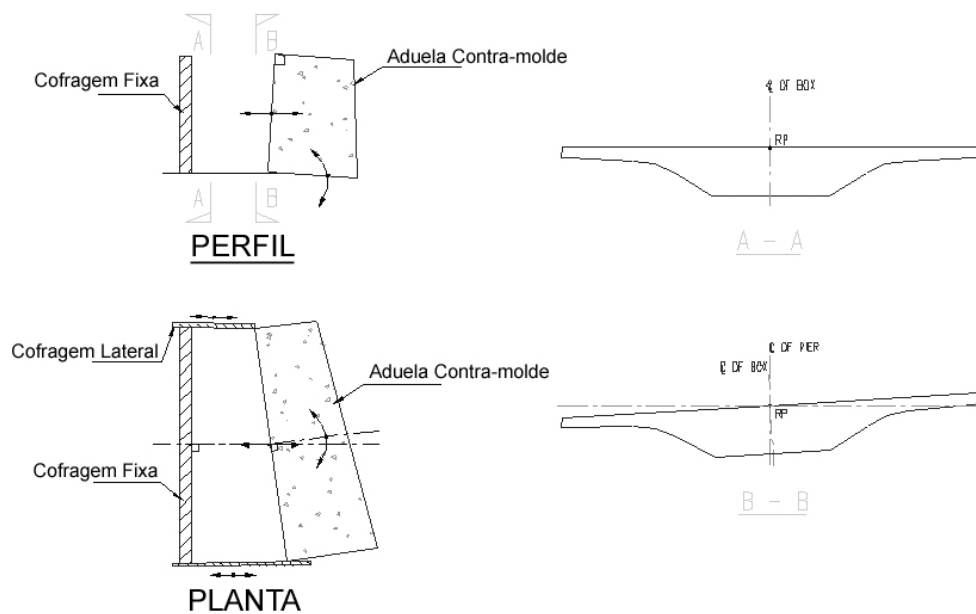


Fig.3.9. – Esquematisação do processo de definição geométrica, em planta e em perfil.
Fonte: adaptado de (VSL Internacional).

3.1.3 LINHAS LONGAS DE FABRICO

Este método consiste numa longa plataforma de betonagem, que reproduz a face inferior do tabuleiro com a geometria apropriada (comprimento e perfil), onde cada segmento é betonado numa posição fixa, enquanto uma máquina de betonagem (inclui cofragens exteriores, interiores) se movimenta longitudinalmente durante as sucessivas operações, de aduela em aduela (Figura 3.10.) (Combault, 2004; Rodrigues, 1996). O comprimento deste equipamento é geralmente igual a metade do comprimento total de um vão.

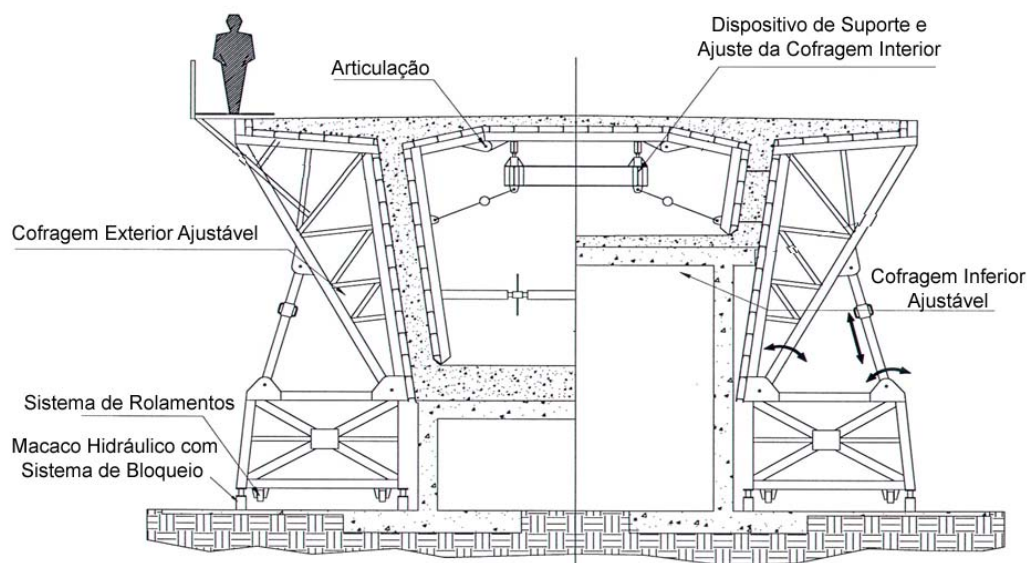


Fig.3.10. – Esquematisação do processo pré-fabricação linha longa de fabrico.
Fonte: adaptado de (VSL Internacional).

Na figura seguinte pode-se observar uma sequência de operações tipo sobre a mesa de betonagem.

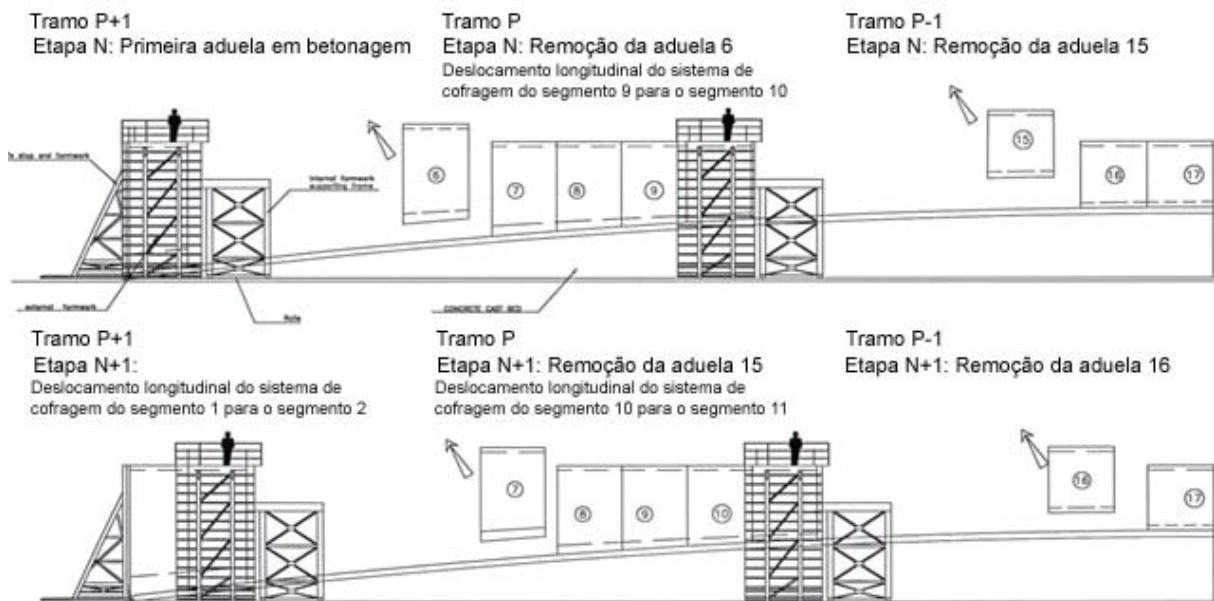


Fig.3.11. – Esquematisação do processo de linha longa de fabrico.
Fonte: adaptado de (VSL Internacional).



Fig.3.12. – Processo de fabrico de linha longa – Ponte Pakse - Laos.
Fonte: (VSL Internacional).

Geralmente neste processo, o sistema de cofragens movimenta-se longitudinalmente após o betão constituinte de cada aduela atingir uma resistência à compressão de aproximadamente 15 MPa. O transporte de cada aduela para armazenamento, onde se continuará a realizar o seu processo de cura, poderá ser realizado quando estas atingirem uma resistência da ordem dos 30 MPa. Posteriormente, antes de as transportar para o local da obra, aplicam-se jactos de areia (*Sand Blasting*) nas faces de colagem das juntas (Nair, Patil, 2004).

3.1.4. FACTORES DE DECISÃO RELEVANTES NA ESCOLHA DO MÉTODO DE PRÉ-FABRICAÇÃO

3.1.4.1 Vantagens e desvantagens da linha curta de fabrico

As principais vantagens deste processo são as seguintes (Rodrigues, 1996; Rotolone, 2007):

- Requer menor espaço para a instalação do dispositivo de pré-fabricação;
- Possibilidade de executar superestruturas com alinhamentos variáveis em planta e perfil sem grandes modificações na configuração dos moldes, ao contrário do que seria necessário numa linha longa de fabrico;
- Mais indicado para pré-fabricação de superestruturas de secção constante;
- Capacidade de controlar e ajustar com precisão cada segmento para curvas verticais ou horizontais, como foi descrito;
- Possibilidade de identificar possíveis erros geométricos imediatamente após à pré-fabricação de uma aduela. É então possível proceder a medidas correctivas da geometria na pré-fabricação da aduela seguinte.

As principais desvantagens do processo são:

- Requer um controlo geométrico complexo e consequentemente com custos operacionais relativamente elevados;

3.1.4.2 Vantagens e desvantagens da linha longa de fabrico

Comparativamente a linha à linha curta de fabricação pode-se destacar várias vantagens (Mathivat, 1980; Rodrigues, 1996; Jain, Thomas, 2004):

- Processo exige um controlo geométrico menos complexo;
- É a solução mais indicada para situações de elevada complexidade geométrica da superestrutura. Contudo, em determinadas circunstâncias, não é possível abdicar da necessidade de um exaustivo controlo geométrico, por exemplo em zonas de transição de secção;
- Após a desmoldagem de uma aduela não é necessário deslocá-la de imediato para a zona de armazenamento, o que permite um processo de fabricação mais contínuo;
- Indicado para superestruturas rectas ou com curvatura constante.

As desvantagens são:

- Requer grande espaço para a instalação da cama de betonagem;
- Não é o método indicado para superestruturas de alinhamento variável;
- Exige-se que a cama de betonagem esteja correctamente fundada com propósito de evitar assentamentos diferenciais desta, que poderiam interferir na geometria final da superestrutura. Por vezes pode ser necessário prever fundações em estacas.

3.1.4.3. Quadro síntese dos factores relevantes na escolha do método

De seguida apresenta-se um quadro síntese auxiliar no processo de decisão entre os dois métodos.

Quadro 3.1. – Linha curta de fabrico versus Linha longa de fabrico.

		Linha curta de fabrico		Linha longa de fabrico	
Viga Caixaão	Unicelular	+		+	
	Bicelular	+	Duas cofragens internas	-	Mais complexo
Inércia	Constante	+		+	
	Variável	+	Cofragem inferior ajustável	+	Cofragem inferior completa
Perfil Vertical	Recto	+		+	
	Curvatura constante	+		+	
	Curvatura variável	+		-	Não aplicável
Perfil em planta	Recto	+		+	
	Curvatura constante	+	Contra-moldes ajustáveis	+	Complicado e não adequado para raios apertados
	Curvatura variável	+	Contra-moldes ajustáveis	-	Não aplicável
Área disponível para pré-fabricação	Muito restrita	+		-	Precisa pelo menos de metade do comprimento do vão
	Grande	+		+	
Investimento de capital no processo de controlo geométrico		-	Superior investimento necessário para o controlo geométrico	+	Menor investimento necessário no controlo geométrico
Resistência à compressão exigida ao betão no processo de cura para que possa iniciar-se um novo ciclo de fabricação		-	Exige-se 20 MPa antes de movimentar as aduelas	+	Exige-se 15 MPa para deslocar a cofragem longitudinalmente ficando os banzos suspensos
Exigências do processo na instalação dos equipamentos de pré-fabricação (preparação do terreno)		+	Possibilidade de se ajustar a célula de pré-fabricação para a betonagem de cada segmento	-	Geralmente exige trabalhos de melhoramento das fundações por forma a obter uma cama de betonagem rígida
Duração de um ciclo de fabricação de uma aduela		+		+	
Trabalhos necessários para a instalação dos equipamentos		+		-	Necessário investimento superior

3.2. CONTROLO GEOMÉTRICO DAS ADUELAS

3.2.1. GENERALIDADES

Uma das potenciais desvantagens da execução de pontes com aduelas pré-fabricadas consiste na considerável complexidade do processo de controlo geométrico quer na fase de fabricação, quer na fase de montagem das aduelas.

Nos primeiros tempos de aplicação desta tecnologia construtiva verificou-se que os efeitos de segunda ordem nos cálculos geométricos não tinham sido entendidos propriamente. Dessa situação resultaram problemas no alinhamento final da superestrutura. Ainda recentemente ocorreram problemas similares

pelo facto de quer o projectista quer o construtor não entenderem completamente o problema ou, pelo facto de o dimensionamento, a pré-fabricação e a instalação na obra serem confiadas a diferentes partes sem a que nenhuma destas lhe fique confiada a responsabilidade de fiscalizar o controlo geométrico na globalidade do processo construtivo (Raiss, 2004).

Assim sendo, torna-se evidente que para se alcançar uma superestrutura final correctamente construída é indispensável que se proceda nas várias fases construtivas a um rigoroso controlo geométrico.

3.2.2. CONTROLO GEOMÉTRICO DURANTE A PRÉ-FABRICAÇÃO

Desde logo, importa referir que o sucesso dos projectos de construção de pontes e viadutos com esta tecnologia depende em grande escala dos conhecimentos e experiência dos operadores no processo de fabricação das aduelas. Na fase de pré-fabricação, as aduelas têm de ser produzidas de acordo com uma específica geometria para que quando instaladas na obra resultem na geometria final correcta.

Um dos aspectos determinantes, desta tecnologia, a reter, consiste no facto de as aduelas terem de ser produzidas de acordo com uma precisa e específica geometria para que quando montadas em obra resultem na geometria final correcta.

Um conceito que é essencial dominar é a curva de betonagem (*casting curve*). A geometria da curva de betonagem que terá de ser seguida na célula betonagem (linha curta de pré-fabricação) ou na cama de betonagem (linha longa de pré-fabricação) para que se obtenha o correcto perfil e alinhamento teórico da superestrutura da ponte terá de considerar, por exemplo, a estrutura final e as deformações dependentes do tempo (fluência e retracção). Isto é, terá de se ter presente o conceito de contra-flecha estrutural. O plano de contra-flechas consiste no diferencial que se deve considerar entre o traçado da superestrutura na fase de betonagem e o alinhamento teórico final desta, por forma a compensar as deformações causadas pelas cargas, pré-esforço e deformações diferidas no tempo (fluência e retracção), incluindo a contabilização das várias etapas construtivas e seus efeitos. A definição rigorosa desse plano é possível através de métodos computacionais, permitindo incluir essa informação desde logo no processo de pré-fabricação. Aspectos específicos da construção tramo a tramo e por avanços sucessivos relacionados com a definição do plano de contra-flechas, serão abordados oportunamente ao longo deste capítulo.

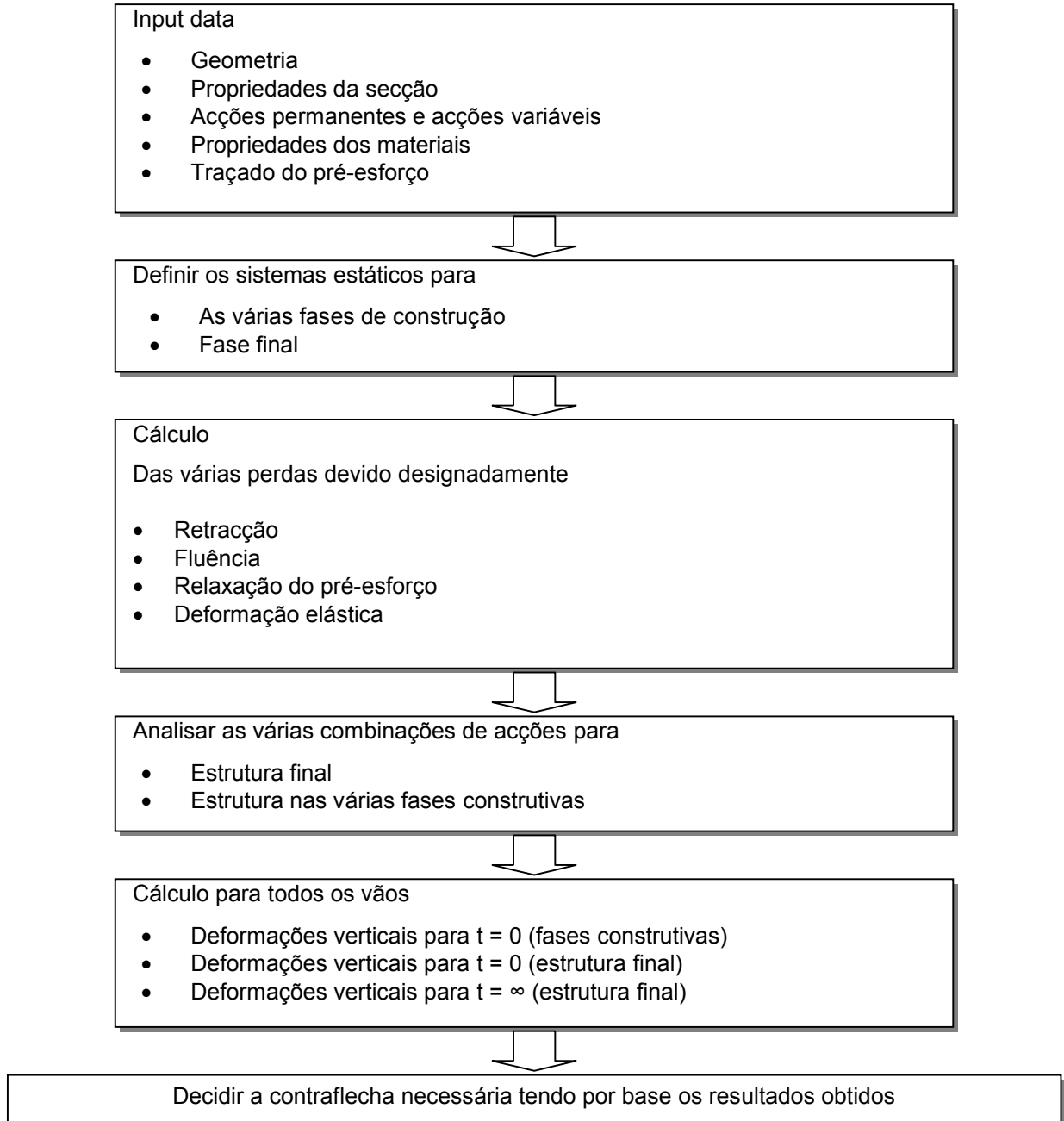
Os valores de contra-flecha são calculados, geralmente, de modo que a rasante teórica resulte numa posição intermédia entre as rasantes do tabuleiro a tempo inicial e a após 10 anos da sua construção.

Como já se mencionou, a geometria final da superestrutura é definida na fase de pré-fabricação das aduelas, sendo o recurso a sofisticados programas de controlo geométrico crucial neste processo. Esses programas deverão considerar o já referido plano de contra-flechas, as curvas verticais e horizontais e possíveis erros na betonagem dos vários segmentos, através de um apertado e disciplinado controlo geométrico. A qualidade de todo este processo irá determinar a facilidade de execução da montagem/instalação das aduelas e consequentemente, irá ditar a durabilidade e eficiência estrutural da ponte.

De seguida apresenta-se um algoritmo, resumindo algumas etapas do cálculo do plano de contraflechas:

Quadro 3.2. – Síntese das etapas de cálculo.

Fonte: adaptado Sengupta (2004).



Antes de se dar início ao processo de pré-fabricação é necessário que o engenheiro responsável aprove um plano para o controlo geométrico. Este plano deverá incluir por exemplo (FDOT Section 452, 2005):

- Todos os equipamentos de medida, procedimentos e a localização dos pontos de controlo a serem estabelecidos em cada segmento;

- A localização e valores de todos os *benchmarks* permanentes e pontos de referência no local de pré-fabricação;
- Um processo de controlo geométrico relativamente ao alinhamento vertical e horizontal dos segmentos; incluindo pontos de controlo, verificações, métodos computacionais ou gráficos e técnicas correctivas;
- A curva de betonagem que inclui, como já referido, o alinhamento geométrico horizontal e vertical teórico apropriadamente combinado com o efeito de contra-flecha estrutural.

É fundamental assegurar que o plano de controlo geométrico considere todas as operações necessárias e que é compatível com os métodos de fabricação e de construção previstos.

No que concerne à pré-fabricação através do método linha longa de fabrico, devido à sua menor complexidade no que diz respeito a esta matéria, não será desenvolvido neste trabalho. Neste processo, a mesa de betonagem reproduz exactamente o perfil da estrutura com o respectivo plano de contra-flechas.

3.2.2.1. Controlo geométrico durante a pré-fabricação com o método linha curta de fabrico

Deve-se ter um cuidado particular na definição e controlo geométrico dos segmentos durante a sua fabricação na medida em que, como já referido, essa fase irá definir o traçado da superestrutura quando as várias aduelas forem assembladas. O sucesso de todo o processo construtivo depende de um preciso controlo geométrico durante essa fase, na medida em que, a margem de correcção possível durante a instalação das aduelas é muito reduzida e as acções correctivas são de difícil implementação. Os níveis de precisão exigidos no processo de pré-fabricação são muito rigorosos no sentido de assegurar o cumprimento das tolerâncias geométricas da estrutura.

Como já foi descrito anteriormente, a definição geométrica na linha curta de fabrico consiste, basicamente, na betonagem sequencial de um segmento contra o segmento anterior, impondo uma orientação relativa neste último, iniciando-se este processo desde o primeiro segmento sobre o pilar. Por exemplo, o procedimento para a obtenção de um alinhamento curvo vertical consistirá na imposição da rotação necessária no plano vertical no segmento $[n-1]$ em relação à sua posição inicial. Para o alinhamento curvo horizontal o procedimento é o mesmo, contudo naturalmente a rotação realiza-se no plano horizontal (Figura 3.13.). Posteriormente os segmentos são instalados com a respectiva ordem e se todo o processo se desenrolar convenientemente não será necessário efectuar nenhuma correcção durante o processo de assemblagem para que a superestrutura cumpra os requisitos topográficos (Kumar *et al.*, 2008). Ou seja, a geometria da ponte poderá ser, em grande parte, controlada durante o processo de pré-fabricação.

A geometria das aduelas controla-se topograficamente, processando-se os dados mediante um programa computacional que a partir dos dados do traçado teórico da ponte e da geometria das aduelas pré-fabricadas anteriormente, determina a geometria a impor na aduela que se vai betonar, para que o tabuleiro construído se aproxime o mais possível do traçado teórico. Actualmente existem softwares comerciais para controlo geométrico, sendo contudo o seu uso ainda restrito a consultores especiais. Este serviço é relativamente dispendioso e o seu uso pouco acessível.

De seguida apresenta-se os passos elementares integrantes do processo de controlo geométrico das várias aduelas (Kumar *et al.*, 2008):

Antes de se iniciar a construção é necessário estabelecer e definir as várias coordenadas necessárias no sistema. As coordenadas dos pontos de dimensionamento, tipicamente 6 pontos de referência (Figura 3.13.) na aduela contra-molde $[n-1]$ e na aduela a betonar $[n]$, são pré-calculadas e gravadas na

memória do sistema, com recurso a software apropriado. O posicionamento da aduela [n-1] é então definido pela torre de controlo mais próxima, emitindo os movimentos/ajustes que os macacos hidráulicos instalados na base da aduela [n-1] terão de realizar. Essa orientação é observada no mínimo por duas estações de controlo, para evitar erros e para ir verificando a actual precisão dos instrumentos. Todas as medições efectuem-se na parte superior das aduelas, através dos referidos pontos de referência (Figura 3.14.). O controlo geométrico no parque de pré-fabricação tem duas partes distintas: o controlo geométrico em planta e o controlo em alçado. Primeiro deve-se proceder ao controlo em alçado visto que os movimentos em alçado produzem variações em planta, sendo que os movimentos em planta não variam as cotas dos pontos de controlo em alçado.

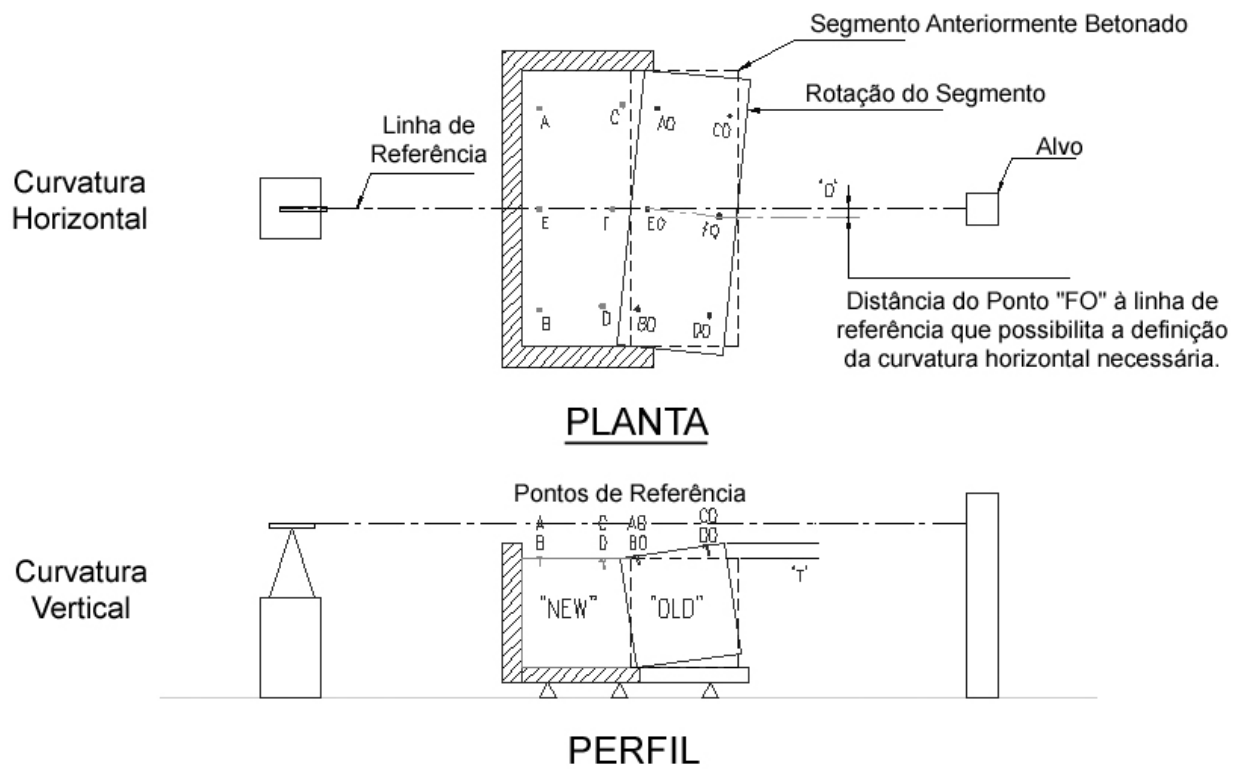


Fig.3.13. – Esquematização do processo de definição geométrica na fabricação de aduelas em células de pré-fabricação.

Fonte: adaptado de (VSL Internacional).

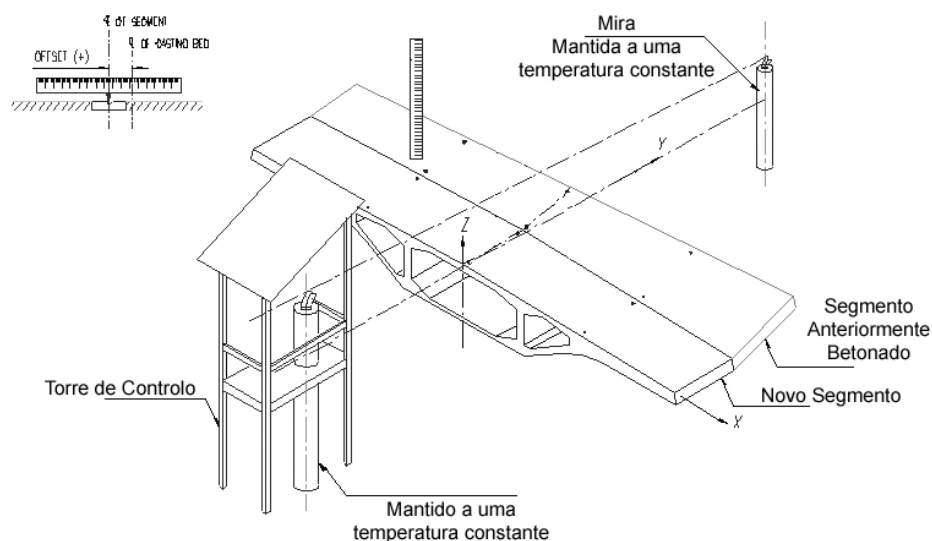


Fig.3.14. – Procedimento de controlo geométrico na fase de pré-fabricação.
Fonte: adaptado de (VSL Internacional).

Toda a lógica do processo de controlo geométrico requer os seguintes passos (Kumar *et al.*, 2008):

- Calcular as coordenadas teóricas de betonagem do segmento [n-1];
- Medição das actuais coordenadas de betonagem;
- Calcular o erro do processo de betonagem do segmento [n-1];
- Calcular a correcção a ser efectuada na betonagem do segmento [n] que tem como contra-molde o segmento [n-1];
- Ajustar o segmento [n-1] por forma a proceder a essa compensação de erro, no processo de betonagem do segmento [n].

Durante a pré-fabricação há possibilidade de ocorrerem desvios na geometria dos segmentos em relação à geometria teórica prevista. Esse desvio pode ter origem num erro de alinhamento do encaixe entre os segmentos ou em tensões secundárias devido a acções térmicas (gradientes térmicos entre as duas aduelas devido ao exotermismo da processo de cura do betão) que podem descoordenar o alinhamento. Se acontecerem erros geométricos e se não forem considerados então poderão aparecer sérios problemas no alinhamento final da superestrutura (Kumar *et al.*, 2008).

É importante referir que a fracção de milímetro de erro durante este processo se repercutirá de forma amplificada ao longo de toda a superestrutura, resultando assim na necessidade de implementação de medida correctivas. Assim sendo ressalta a importância de se efectuar um controlo geométrico mais apertado por forma a ser possível dissimular/repartir os erros geométricos determinados, na fabricação das aduelas seguintes, assegurando-se que a correcta geometria é recuperada. No aspecto referido ressalta a importância de se ter uma verificação geométrica sistemática e frequente durante o processo de fabricação para ser possível determinar o erro numa fase precoce e consequentemente corrigi-lo mais facilmente. O erro naturalmente torna-se mais crítico quando a ponte apresenta alinhamentos verticais e horizontais variáveis.

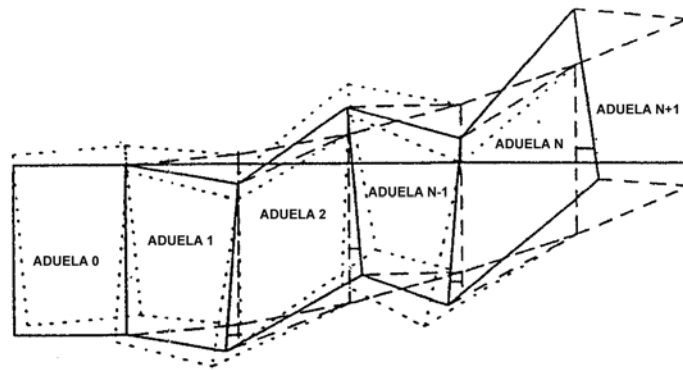


Fig.3.15. – Controle geométrico em planta – Método gráfico.
Fonte: Fadón, Herrero, (1995).

Importa referir que o processo de pré-fabricação das várias aduelas constituintes de um tabuleiro não poderá ser realizado sem que ocorram erros geométricos relativamente ao alinhamento teórico. A determinação de erros de $\pm 2\text{mm}$ não acarretará qualquer problema para a geometria final, sendo assim crucial que a precisão do controlo ao longo de todo o processo seja da ordem dos $\pm 0.2\text{mm}$ (VSL Internacional).

No que concerne ao equipamento de controlo geométrico há ainda a referir a torre de controlo (Figura 3.17.). Esta poderá ser uma estrutura simples e de fácil construção contudo deverá ser vertical e horizontalmente estável. Instalada no local de pré-fabricação, deverá ter altura suficiente para avistar todos os pontos de controlo.

Com o actual desenvolvimento de automações, todo o processo de pré-fabricação e de controlo geométrico pode ser automatizado através do uso de medições a laser, computação automática de erros geométricos e de um mecanismo de aplicação dos movimentos de ajuste (Figura 3.16.). A curva teórica de betonagem será detalhada pelos desenhos do empreiteiro e interpretada pelo software de controlo geométrico.

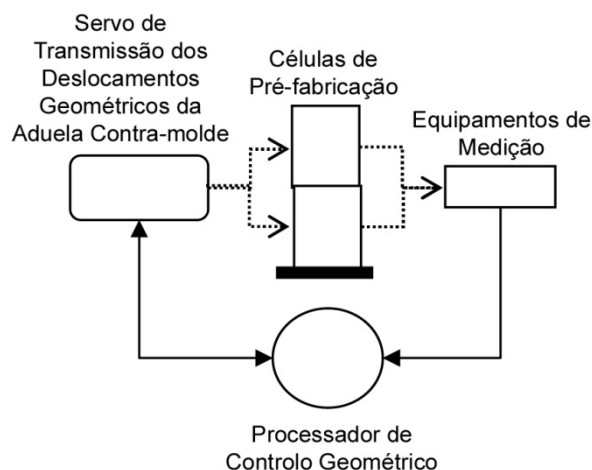


Fig.3.16. – Esquemática do processo de controlo geométrico.
Fonte: adaptado Kumar *et al.* 2008.

A título de conclusão, interessa referir que compreensão detalhada de todo o processo de controlo geométrico na linha de produção assegurará um resultado final bem sucedido. A existência do sentimento de receio relativamente a falhas/erros no processo de fabricação, e consequentes custos adicionais, poderá ser saudável na medida em que influenciará a entidade produtora das aduelas a ser mais metódica, detalhada e efectuar um controlo mais rigoroso. A compreensão e revisão dos softwares, a monitorização e manutenção do dispositivo de controlo serão também factores determinantes no sucesso da operação.

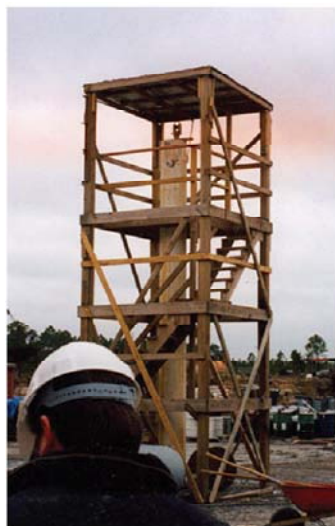


Fig.3.17. – Torre de controlo geométrico.
Fonte: Combault (2004).

3.2.3. CONTROLO GEOMÉTRICO DURANTE A INSTALAÇÃO DAS ADUELAS

Terminado o processo de pré-fabricação, toda a informação recolhida nessa fase sobre a geometria dos segmentos é utilizada no processo de controlo geométrico durante a montagem das aduelas. Para a correcta construção da ponte é crucial dispor de um método de controlo e verificação da geometria do tabuleiro no que diz respeito a elevações e alinhamentos. No geral, pode-se adoptar métodos numéricos ou gráficos para o controlo do alinhamento, sendo importante estabelecer etapas chave para efectuar esses controlos. No caso de construção por avanços sucessivos tem-se a instalação da aduela sobre o pilar, controlo já com algumas aduelas assembladas, o controlo após as consolas estarem completas (na fase de betonagem da junta de fecho) e após a estrutura estar completa.

O conhecimento relativo ao controlo geométrico durante a instalação das aduelas é actualmente propriedade integrante das construtoras, sendo portanto difícil encontrar informação publicada sobre esta matéria. Algumas empresas possuem software próprio para controlar estes processos.

O procedimento base deste controlo consiste no cálculo da diferença que se verifica num determinado ponto entre a sua cota (em alçado) e coordenadas (em planta) reais obtidas por métodos topográficos e os homólogos parâmetros teóricos. As cotas e coordenadas teóricas dos vários pontos calculam-se tendo em conta os dados finais provenientes do controlo geométrico realizado na fase de pré-fabricação das aduelas. No alinhamento teórico deve-se, naturalmente, ter em conta o efeito das contra-flechas impostas referente a cada etapa construtiva, por forma a se realizar uma correcta determinação da cotas e coordenadas teóricas que se devem obter nos vários momentos de controlo topográfico.

No procedimento construtivo tramo a tramo, o controlo geométrico apresenta relativa complexidade. As aduelas são todas posicionadas sobre o vão em construção, alinhadas geometricamente, sendo todo o vão correctamente posicionado, com o auxílio de um sistema de macacos hidráulicos, nos apoios definitivos. Este assunto será oportunamente detalhado no capítulo 3.7.1.1.

No que concerne ao procedimento construtivo por avanços sucessivos, exige-se um processo de controlo geométrico com cuidados adicionais. Os vãos em causa são mais extensos, tipicamente com aduelas de geometria e secção variável, as aduelas são assembladas faseadamente, contrariamente ao que acontece na construção tramo a tramo. Todos estes factores reunidos levam uma complexidade de controlo geométrico superior. Este método exige que se proceda a constantes comparações entre a geometria teórica e real à medida que a construção se vai realizando. Este assunto será mais detalhado no capítulo 3.8.1.1.

No que diz respeito às medidas correctivas da geometria da superestrutura durante a sua construção, importa referir que estas permitem apenas realizar pequenos ajustes e que no geral essas medidas são de difícil implementação. De seguida apresentam-se algumas acções correctivas possíveis durante a fase construtiva (Fadón, 1995):

- Correções no posicionamento do tramo completo nos apoios definitivos através de dispositivos constituídos por macacos hidráulicos que operam nas várias direcções (construção tramo a tramo);
- Correções em planta e em perfil das consolas em construção, através de ajustes efectuados ao nível do dispositivo de apoio sobre o pilar (construção por avanços sucessivos) (Figuras 3.18. e 3.19.);
- Processo de *shimming*, que possibilita ajustes através da aplicação ou da redução da resina epoxi aplicada nas juntas entre aduelas. Contudo, deverá assegurar-se que as juntas intervencionadas ficam preenchidas com resina epoxi e estakes à água (quando previamente no projecto já estava determinado o seu uso). Segundo alguns regulamentos da matéria, só se deverá recorrer a este processo de *shimming* em última instância, quando não houver outra medida correctiva disponível, na medida em que estas alterações poderão por em causa o correcto comportamento da estrutura.
- Ajustes verticais e/ou horizontais através de alterações nas juntas de betonagem *in-situ*, possível se o espaço disponível não for muito reduzido. Esta medida é aplicada tanto para a construção tramo a tramo, como para avanços sucessivos, sendo contudo mais aplicada neste último processo construtivo (Figura 3.20.).



Fig.3.18. – Visualização do dispositivo de apoio e controlo geométrico das consolas, no topo do pilar. West Tsing Yi - Hong Kong (2004-2005).
Fonte: (VSL Internacional).



Fig.3.19. – Pormenor de um dispositivo de apoio.
Fonte: (VSL Internacional).



Fig.3.20. – Colocação da última de aduela, para posterior betonagem *in-situ* das juntas - KCRC West Rail – Hong Kong.
Fonte: (VSL Internacional).

3.3. MANUSEAMENTO, PRODUÇÃO, ARMAZENAMENTO E TRANSPORTE DE ADUELAS

3.3.1. MANUSEAMENTO

O princípio elementar a ter presente, no que concerne ao manuseamento das aduelas, consiste no facto de as aduelas só deverem ser manuseadas após o betão atingir a resistência necessária. Os valores encontrados na literatura sobre a resistência à compressão necessária variam ligeiramente, rondando os 20 MPa para uma secção caixão com as dimensões habituais. É importante ter presente que a tensão resistente de compressão do betão a atingir varia de acordo com o caso específico. A experiência mostrou que um bom parâmetro indicador é a resistência à tracção do betão que deve ser pelo menos igual à tensão de tracção produzida pela flexão nas secções críticas, devido ao peso próprio da aduela. Toda esta questão é muito importante no sentido de evitar fendilhações bem como deformações plásticas que poderiam levar encaixes impróprios entre aduelas (Rodrigues, 1996).

Não obstante a questão de tempo de cura, é importante reforçar os cuidados que se devem ter no transporte das aduelas. Estas têm nas suas faces múltiplas chaves de encaixe constituídas apenas por betão (não armadas), ou seja, são elementos muito frágeis e que exigem cuidados especiais.

Para o correcto transporte dos segmentos recomenda-se a aplicação do mecanismo de elevação preferencialmente nos locais mais rígidos destes, tipicamente na proximidade das almas (Figura 3.21.) (Mathivat, 1980).

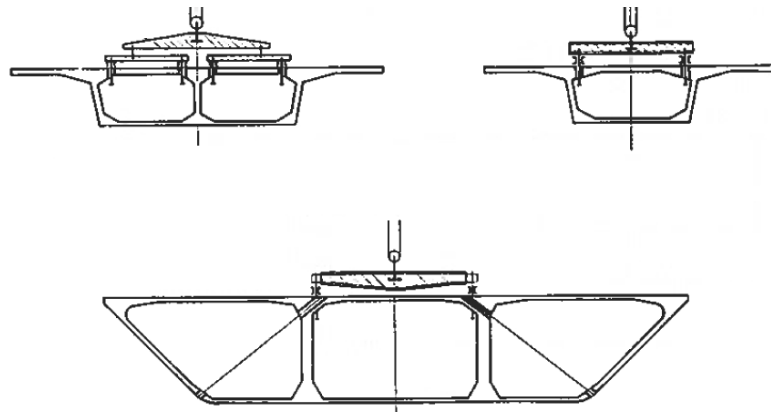


Fig.3.21. – Esquemática da aplicação do dispositivo de elevação nas aduelas.
Fonte: Mathivat (1980).

3.3.2 PRODUÇÃO, ARMAZENAMENTO E TRANSPORTE DE ADUELAS

Deve ser dimensionado um parque suficientemente grande para armazenar o número de aduelas necessárias. Importa reter que o processo de instalação das aduelas em obra requer menos tempo que a pré-fabricação das correspondentes aduelas no parque de pré-fabricação, o que reforça a importância de se prever um determinado número de aduelas armazenadas. Esta capacidade de armazenamento é também importante na medida em que pode permitir, por exemplo, armazenar aduelas pré-fabricadas numa fase em que a instalação destas foi interrompida devido, a título de exemplo, à necessidade de desmantelamento da lançadeira de aduelas.

O parque de aduelas (Figura 3.22.) deve ser dimensionado e organizado de forma a permitir responder às necessidades de armazenamento. As aduelas devem ser colocadas em suportes estáveis apropriados, que impeçam distorções e danificação de elementos frágeis, como por exemplo, as chaves de corte.

Actualmente, devido ao facto de tipicamente o espaço existente ser reduzido, as aduelas têm de ser colocadas em duas ou três camadas, o que prescreve cuidados adicionais. A consolidação do solo seria a solução necessária para preparar a zona de armazenamento, contudo esta é geralmente economicamente inviável. O que se preconiza é a colocação das aduelas sobre três apoios, preferencialmente de madeira, dispostos de maneira a evitar deformações induzidas nas aduelas (tensões secundárias). Estes apoios deverão ser mantidos sob controlo (Figura 3.23.) (Combault, 2004).



Fig.3.22. – Aduelas armazenadas atrás dos vãos já completos.
Fonte: Soule, Tassin (2007).



Fig.3.23. – Armazenamento de aduelas em várias camadas.
Fonte: (Combault, 2004).

Uma solução possível consiste na produção das aduelas em indústrias de pré-fabricadas independentes da obra, geralmente localizadas a consideráveis distâncias. Estes parques de pré-fabricação de aduelas têm, normalmente, mais que uma linha de produção e uma considerável área de armazenamento. Contudo, em projectos de grandes dimensões essa área poderá não ser suficiente. Outra limitação desta solução consiste nos custos associados ao transporte das aduelas, que em muito estão dependentes da distância à obra e das dimensões das aduelas. Estas são habitualmente situadas na proximidade de linhas férreas (Sesar, *et al.*, 2004).

As vantagens das indústrias de pré-fabricação permanentes são (Sesar, *et al.*, 2004):

- Produção contínua;
- Mão-de-obra com qualificação superior;
- Processo de produção otimizado;
- A produção é menos susceptível de sofrer atrasos.

Quando o local de pré-fabricação se encontra a grandes distâncias da obra, as aduelas podem ser transportadas por diversos meios de transporte, por exemplo de comboio, camião e de barco. Por vezes, nas situações em que a dimensão da obra (o nº de aduelas a instalar) justifica economicamente, instala-se na proximidade da obra uma unidade de pré-fabricação. Esta também tem a vantagem de ser passível de se deslocar para outro local, consoante as necessidades. A principal desvantagem consiste na menor velocidade e capacidade de produção.



Fig.3.24. – Transporte de aduelas para o local de instalação.
Fonte: Sesar, *et al.* (2004).

3.4 JUNTAS ENTRE ADUELAS PRÉ-FABRICADAS

3.4.1. GENERALIDADES

Embora a construção de pontes com aduelas pré-fabricadas tenha evoluído significativamente nos recentes anos, é notória a necessidade de investigações futuras no sentido da optimização desta tecnologia, designadamente na concepção e dimensionamento das juntas entre aduelas.

A qualidade final de uma superestrutura deste tipo está fortemente dependente do comportamento entre juntas das aduelas, correspondendo desta forma a um dos pontos que merece maior atenção e cuidado. De facto é importante realçar que as juntas correspondem a locais de descontinuidade, sem armadura ordinária, o que faz com que estas sejam os pontos mais “fracos” da superestrutura.

Assim sendo, a grande precisão geométrica exigida por este tipo de pontes, obriga a que se tenha uma análise profunda de todo o processo de concepção desde uma fase inicial. A realização de modificações *in extremis* nas juntas na fase de instalação das aduelas, devido por exemplo a desvios topográficos da superestrutura, poderá resultar num deficiente desempenho ou mesmo na ruína da estrutura. Por exemplo, modificar a superfície de contacto da junta através de *sandblasting* como alguns documentos técnicos permitem é desaconselhável. Também se deve evitar aplicação de correcções com recurso a grandes quantidades de resina epoxi, que podem resultar em juntas com uma espessura anormal pondo em causa o correcto funcionamento estrutural da superestrutura.

As chaves nas juntas foram inicialmente criadas com o intuito de otimizar a precisão de assemblagem entre aduelas, sendo apenas mais tarde que lhes foram incumbidas funções adicionais de transmissão de esforços importantes.

Desde sempre as juntas constituíram um grande problema na concepção deste tipo de pontes, devendo-se-lhes a estas a tardia adopção em grande escala desta tecnologia de construção de pontes.

3.4.2. JUNTAS DE PRIMEIRA GERAÇÃO

A primeira solução conceptual satisfatória encontrada para os pontos de descontinuidade consistia num sistema de chaves singulares de relativamente grandes dimensões no topo da aduela (para facilitar o processo de assemblagem) e nas almas (para resistir ao corte enquanto a resina não adquiria consistência suficiente). Tipicamente, as chaves nas almas tinham 10 cm de profundidade, 30 cm de altura e um ângulo das faces na ordem dos 30° a 35° (Figura 3.25.) (Combault, 2004; Rodrigues, 1996).

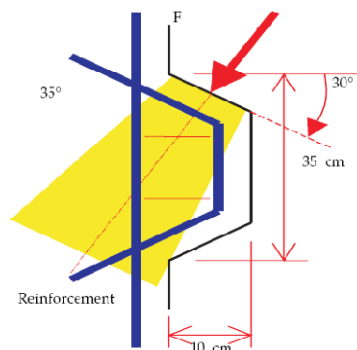


Fig.3.25. – Chave singular genérica.
Fonte: Combault (2004).

No início da década de 70, colocou-se em causa a segurança que as chaves singulares ofereciam. Inúmeros ensaios foram realizados nos quais se simulavam os esforços gerados nas chaves, com ou sem reforço de armadura, enquanto a resina se encontrava fresca. Todos os ensaios indicaram que não era sensato confiar em poucas chaves singulares por uma simples razão: as grandes dimensões destas, concretamente a profundidade da chave, não ofereciam um acréscimo de resistência ao corte (Combault, 2004).

Paralelamente a esta inquietação, um outro aspecto pôs em causa as performances das juntas de primeira geração. O incorrecto fabrico e aplicação das resinas epoxi, que se verificou em algumas pontes em França e nos Estados Unidos da América, originou casos graves de anomalias comportamentais de superestruturas (Podolny, Muller, 1982).

Como resposta a esta questão desenvolveu-se as juntas de 2ª geração (Figura 3.26.).

3.4.3. JUNTAS DE SEGUNDA GERAÇÃO

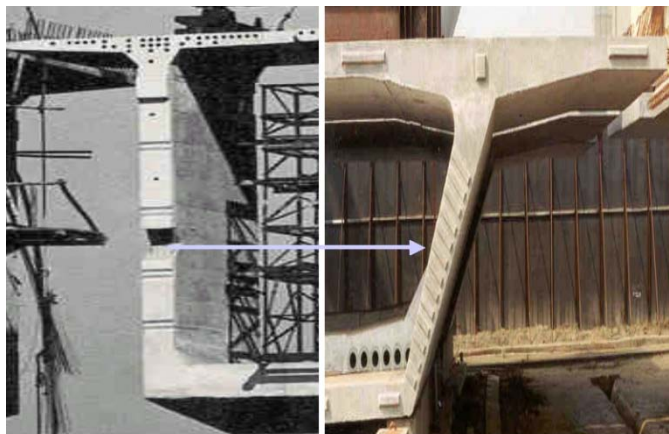
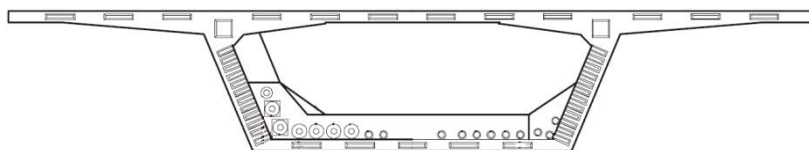


Fig.3.26. – Evolução das chaves de corte.
Fonte: Heggade (2004).

A solução técnica desenvolvida consistiu na adopção de um sistema de chaves múltiplas (Figura 3.27.) distribuídas nas lajes superiores, inferiores e sobretudo nas almas. Estas chaves tipicamente apresentavam dimensões de 3 cm de profundidade e 10 cm de altura, consideravelmente reduzidas quando comparadas às chaves singulares. De facto procurava-se que as chaves tivessem dimensões o mais reduzidas possível e fossem aplicadas em maior número no sentido de possibilitar uma distribuição de esforços ao longo das almas o mais uniformemente possível (Fig.3.27.). Investigações realizadas demonstraram que múltiplas chaves de corte dispersas nas almas são mais eficientes comportamentalmente que as chaves individuais de grandes dimensões, e não apresentavam a necessidade de serem reforçadas com armadura de reforço (Combault, 2004; Hewson, 1992).



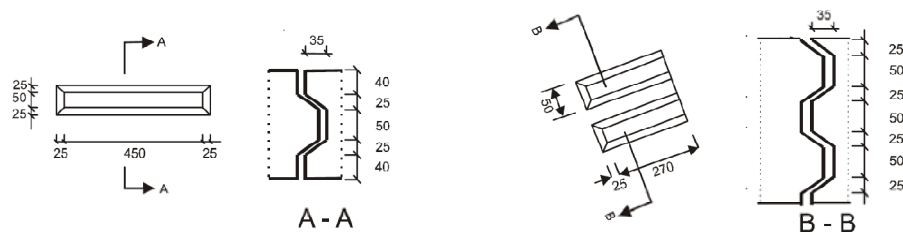


Fig.3.27. – Segmento tipo de chaves múltiplas e detalhes das chaves de corte.
Fonte: Rombach (2002).

Esta tecnologia foi posta em prática pela primeira vez 30 anos atrás, durante a construção da ponte Saint-Andre-de-Cubzac sobre o rio Dordogne. Desde então, tem sido grandemente adoptada em todo o mundo na concepção das juntas deste tipo de pontes.

De acordo com Podolny, Muller, (1982) a solução descrita de chaves múltiplas deveria ser adoptada em todos os projectos de aduelas pré-fabricadas. Várias vantagens podem ser referidas acerca desta solução, salientando-se as seguintes (Rodrigues, 1996):

- Retirar a função estrutural da resina epoxi;
- Melhoria da segurança estrutural;
- Simplicidade de execução visto que não necessitavam de ser reforçadas com armadura passiva.

Resultante do facto de a resina epoxi ter deixado de ter uma função estrutural, surgiram dois tipos de juntas relativas a aduelas de 2ª geração (Rodrigues, 1996):

- Juntas coladas através de uma fina camada de resina epoxi;
- Juntas secas;

3.4.3.1. Juntas com resina epoxi

Importa referir que presentemente não se considera a resistência da resina em estado limite último. A sua inclusão nas juntas tem por objectivo sobretudo melhorar o seu comportamento em serviço e a sua impermeabilização (Rodrigues, 1996).

Esta última propriedade conferida pela aplicação de resina é um grande factor decisor sobre a necessidade da sua utilização. Tabuleiros dimensionados com pré-esforço interior irão exigir a aplicação de resina epoxi, visto que este sistema prescreve cuidados especiais em termos de impermeabilização. Já no que diz respeito às superestruturas dimensionadas exclusivamente com pré-esforço exterior à partida não necessitaram de resina, a menos que pontualmente exista uma grande preocupação com a penetração de água na zona das juntas. Este assunto será novamente abordado posteriormente.

Durante a fase construtiva o uso de resinas facilita a assemblagem das aduelas na medida em que lubrifica as superfícies de contacto das juntas, aumentando também a precisão geométrica no encaixe (redução dos efeitos das imperfeições).

Na estrutura final, como já referido, constitui uma camada protectora à infiltração de água, prevenindo infiltrações nas bainhas dos cabos de pré-esforço. Pode-se também apontar funções parciais de transmissão de esforços de compressão e corte na fase de serviço da estrutura (Combault, 2004; Bakhoun, 1991). As juntas entre aduelas são tipicamente preenchidas por uma fina camada de resina epoxi com espessuras entre 0.8 mm e 1.6 mm (Podolny, Muller, 1982).

Contudo alguns projectistas questionam algumas das vantagens referidas. Uma das maiores preocupações consiste na possível transferência não uniforme dos vários esforços na eventualidade de uma incorrecta produção ou aplicação da resina. Segundo Bakhoun (1991) vários investigadores concluíram que a resina poderá levar a concentração de esforços e consequentemente a um mau comportamento estrutural em serviço da junta.

Outro aspecto a ter em conta é a relativa dependência das condições ambientais para que o processo de polimerização da resina se proceda correctamente. A aplicação da resina com temperaturas ambiente baixas acarreta dificuldades adicionais e morosidade ao processo (Figura 3.28.) (Coderque, 2003).

No que concerne ao processo de produção de resinas epoxi pode-se afirmar que está relativamente bem regulamentado. Várias propriedades têm de ser obtidas na sua manufacturação e são submetidas a vários ensaios/testes para a sua confirmação. Como exemplo de propriedades estudadas tem-se a resistência à compressão após 7 dias a 20°C, resistência ao corte directo a várias temperaturas, tensão de aderência, fluência, *Pot Life*, tempo de cura, viscosidade, etc. Por exemplo a norma AASHTO prescreve vários testes para medir algumas dessas propriedades.



Fig.3.28. – A aplicação de resina epoxi.
Fonte: Gupta (2004).

Para assegurar um adequado contacto durante o processo de endurecimento da resina e para expulsar a resina excedente entre juntas é recomendada a aplicação de pré-esforço temporário entre pares de aduelas. Esse é concretizado geralmente por meio de cabos provisórios ancorados em saliências no interior das aduelas e/ou dispositivos instalados na laje superior (Figura 3.29.).

Usualmente, após aplicada a resina, as faces da juntas deverão ser comprimidas através de meios aprovados em pelo menos 0.3 N/mm^2 , de forma o mais uniforme possível, num período mínimo aconselhado de 24 horas. O Eurocódigo recomenda que a pressão aplicada na junta sobre a resina não seja inferior, em qualquer ponto da secção transversal, a 0.15 N/mm^2 e a tensão média superior a 0.25 N/mm^2 (Gupta, 2004). Todo este processo de aplicação de resina nas juntas confere morosidade ao processo construtivo e acarreta custos adicionais.



Fig.3.29. – Vista de corte longitudinal com a esquematização do sistema de pré-esforço temporário.
Fonte: Gupta (2004).

3.4.3.2. Juntas secas

A solução de juntas secas entre aduelas tem sido cada vez mais adoptada, especialmente na construção tramo a tramo com pré-esforço exterior. Na verdade, é neste processo construtivo que as suas vantagens se tornam mais evidentes. Sem a necessidade de aplicação de resina epoxi, o processo de instalação do tabuleiro fica mais simplificado na medida em que os segmentos podem ser instalados sem qualquer pré-esforço temporário, ou apenas, se necessário, para assistir o posicionamento das aduelas. O uso de resina epoxi é actualmente evitado, sempre que possível, por forma a acelerar o processo construtivo, reduzir a dependências relativamente às condições climáticas e reduzir custos (Turmo *et al.* 2006).

Na construção por avanços sucessivos, a natureza do processo construtivo implica que à medida que se instala uma nova aduela esta seja pré-esforçada longitudinalmente. Nessa medida, o facto de as juntas secas permitirem abdicar do pré-esforço temporário, necessário para a correcta aplicação da resina, adquire uma importância inferior relativamente à referida no processo construtivo tramo a tramo.

Não obstante, deve-se ter alguns cuidados relativamente às juntas secas especialmente no que concerne à prevenção da penetração da água pela laje superior. Pormenores construtivos têm sido desenvolvidos para a selagem das juntas. Em projectos iniciais optou-se por inserir um tubo pré-formado na ranhura, a toda a largura da laje superior (Figura 3.30), contudo este método demonstrou não ser muito eficaz. Novas soluções têm sido implementadas, nomeadamente a aplicação de resina epoxi numa ranhura localizada na laje superior (Figura 3.31) (Hewson, 1992).

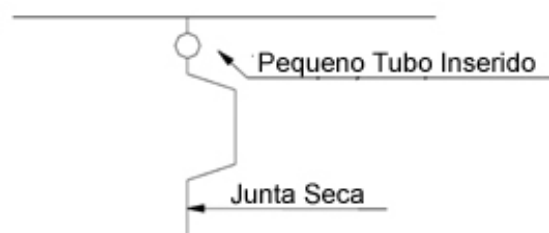


Fig.3.30. – Tecnologia construtiva usada inicialmente.
Fonte: adaptado Hewson (1992).

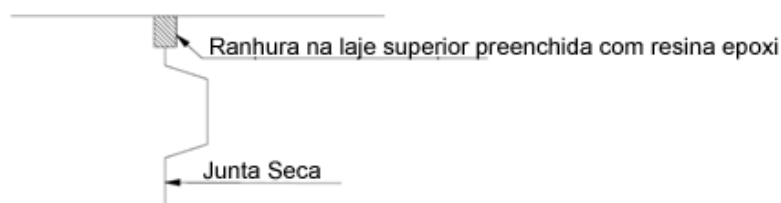


Fig.3.31. – Tecnologia construtiva utilizada na Bangkok Second Stage Expressway.
Fonte: adaptado Hewson (1992).

Como já foi referido, a aplicação de juntas secas implica que todo o sistema de pré-esforço seja externo. Essa exigência em parte explica o facto de todas as superestruturas com juntas secas construídas até à data terem sido projectadas tramo a tramo, na medida em que tradicionalmente na construção por avanços sucessivos recorre-se à totalidade, ou parte, de pré-esforço interior na fase de construção das consolas, como será detalhado posteriormente.

Esta tecnologia teve uma recente aplicação em grande escala na extensa ponte Bangkok Second Stage Expressway, onde se evidenciaram as grandes vantagens desta tecnologia associada a aplicação de pré-esforço exterior em vãos simplesmente apoiados.

Contudo, algumas dúvidas persistem relativamente à adequabilidade das juntas secas quando sujeitas a acção de ciclos gelo/degelo ou à aplicação de produtos químicos que impedem a formação de gelo. Segundo o exposto pelo *Post Tensioning Institute* (PTI, 1988), as juntas secas só serão permitidas em conjugação com pré-esforço exterior em locais onde não ocorrem ciclos gelo/degelo e onde não são usados químicos anti-gelo. Até à data, as juntas secas apenas foram aplicadas em pontes e viadutos sem estarem sujeitos a essas acções. É necessária mais informação nesse campo, para realmente quantificar os seus efeitos.

3.5. SISTEMAS DE PRÉ-ESFORÇO LONGITUDINAL

3.5.1. GENERALIDADES

Existem essencialmente dois tipos de pré-esforço correntemente utilizados em tabuleiros de pontes:

- Pré-esforço interior aderente;
- Pré-esforço exterior não aderente.

Os cabos de pré-esforço aderente são aplicados dentro de bainhas localizadas dentro da secção de betão, e que posteriormente são betonadas após o pré-tensionamento dos cabos, conferindo aderência destes à superestrutura (Figura 3.32.).

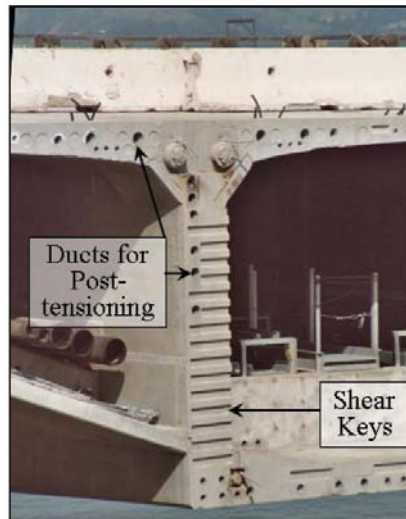


Fig.3.32. – Baínhas de pré-esforço interior numa aduela pré-fabricadas.
Fonte: Veletzos (2007).

Os cabos exteriores não aderentes são tipicamente exteriores à secção de betão, mas não necessariamente visíveis pelo exterior da ponte. Estes são apenas ligados à superestrutura através de ancoragens (no fim dos traçados) e por desviadores (Figura 3.33.).



Fig.3.33. – Pré-esforço exterior dentro de uma secção caixão. Pormenor de um desviador.
Fonte: (VSL Internacional).

Os cabos de pré-esforço nas pontes de aduelas pré-fabricadas desempenham um papel essencial a nível estrutural, quer na fase construtiva e quer durante a fase de serviço da ponte. Dependendo de factores como o método construtivo e a extensão do vão, serão utilizados diferentes traçados de pré-esforço.

O traçado típico dos cabos de pré-esforço para a construção por avanços sucessivos procede-se na parte superior das várias aduelas constituintes da consola (Figura 3.34.). Desta forma geram-se momentos flectores negativos que se opõem ao peso próprio da estrutura e às acções resultantes do processo construtivo (e.g. equipamento de lançamento de aduelas, acções acidentais, etc.)

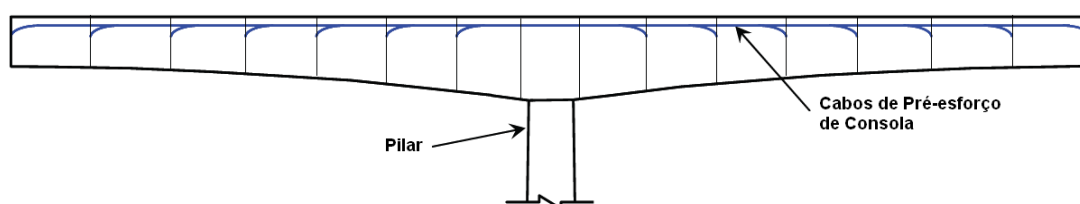


Fig.3.34. – Traçado dos cabos de pré-esforço na construção por avanços sucessivos.
Fonte: Veletz (2007)

O sistema de cabos de continuidade geralmente percorre toda a estrutura e são dimensionados na perspectiva de suportarem as acções variáveis e conferirem continuidade estrutural entre os vários tramos. O habitual traçado deste sistema de cabos pode ser observado na Figura 3.35.

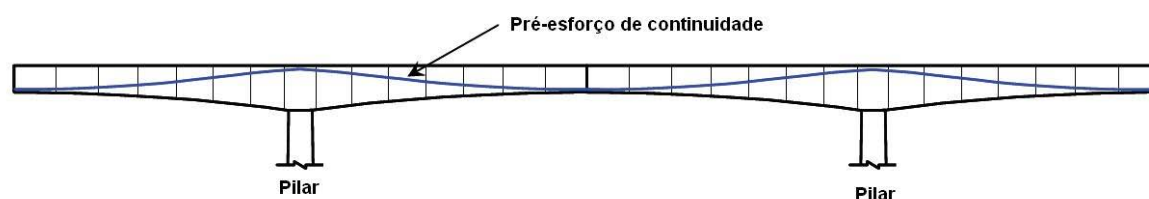


Fig.3.35. – Traçado dos cabos de pré-esforço de continuidade.
Fonte: Veletz (2007).

Na construção tramo a tramo é corrente a aplicação de pré-esforço exterior não aderente (Figura 3.36.).

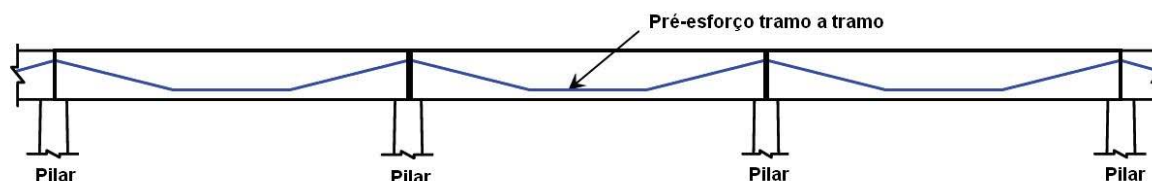


Fig.3.36. – Traçado dos cabos de pré-esforço na construção tramo a tramo.
Fonte: Veletz (2007).

Dependendo do método construtivo e do comprimento do vão, cabos adicionais poderão ser necessários (na parte superior ou inferior da superestrutura) para assegurar que em ELS a superestrutura esteja sujeita a um determinado valor de tensão de compressão residual (Figura 3.37.). Esse valor depende das condições e características específicas à estrutura, habitualmente procura-se garantir uma tensão de compressão de 0,5 a 1,5 N/mm² sob acção das acções permanentes, pré-esforço a tempo “infinito”, cargas variáveis e gradientes térmicos. A tensão de compressão de 1 N/mm² a 1,5 N/mm² é o valor tipicamente adoptado como referência, em obras recentes com juntas secas para o estado limite de serviço (Rombach, 2002).

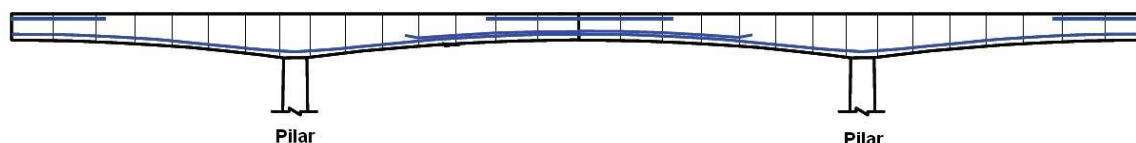


Fig.3.37. – Cabos de pré-esforço adicionais.
Fonte: Veletz (2007).

Na perspectiva de um dimensionamento face a acções sísmicas, poderá ser necessário aplicar pré-esforço, com baixa tensão, na parte superior da superestrutura (Figura 3.38.), para assegurar que as juntas se mantenham fechadas durante um evento sísmico, assegurando um comportamento elástico da superestrutura.

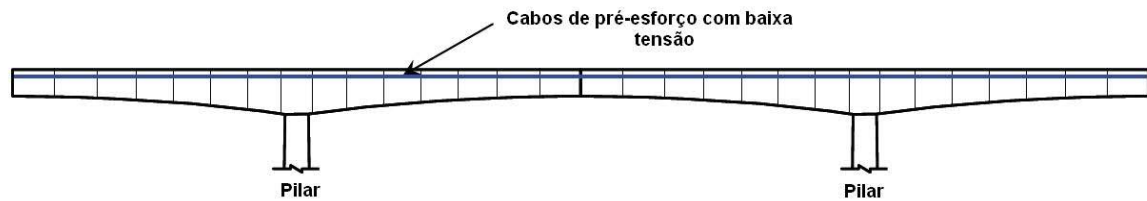


Fig.3.38. – Traçado de cabos de pré-esforço de baixa tensão no tabuleiro.
Fonte: Veletzos (2007).

3.5.2. PRÉ-ESFORÇO INTERIOR

3.5.2.1. Disposições construtivas

Cabos de pré-esforço interior requerem a aplicação de juntas coladas. Determinadas normas, como a AASHTO indicam que as bainhas deverão ser de HDPE ou metálicas.

3.5.2.2. Vantagens e desvantagens

Pré-esforço interior é mais vantajoso estruturalmente que o pré-esforço exterior. Numa típica viga caixão, os cabos de pré-esforço interior geram, normalmente um momento resistente maior (maior braço) que os cabos exteriores à secção, na medida em que o traçado dos primeiros pode se realizar no interior da laje inferior. O seu dimensionamento é mais simples e preciso comparativamente ao pré-esforço exterior. Este aspecto será novamente abordado ao longo do subcapítulo 4.1.

Contudo, esta tecnologia apresenta algumas desvantagens na fase de pré-fabricação das aduelas, especialmente nas situações em que as bainhas são inclinadas, na medida em que exige trabalhos acrescido no procedimento de fabrico das aduelas. O processo de injeção das bainhas de pré-esforço, segundo Menn (1990), é de difícil execução em superestruturas executadas com aduelas pré-fabricadas. Pode-se ainda referir que a resistência ao corte entre aduelas decresce ligeiramente visto que a área efectiva da alma é reduzida pela passagem das bainhas dos cabos de pré-esforço. Por fim, o facto de exigir a aplicação de resina epoxi nas juntas acarreta várias inconvenientes, os quais foram mencionados em 3.4.3.1.

3.5.3. PRÉ-ESFORÇO EXTERIOR

A solução de pré-esforço exterior neste tipo de superestruturas teve sempre grande aplicação, quer em conjunto com pré-esforço interior, quer exclusivamente exterior.

O conceito de construção com o recurso exclusivo a pré-esforço exterior é conceptualmente muito vantajoso e tem sido extensivamente adoptado desde 1981, após a sua primeira aplicação na construção da Long Key Bridge (Florida, E.U.A).

3.5.3.1. Disposições construtivas

O sistema de pré-esforço exterior obriga ao dimensionamento de blocos de ancoragem e desviadores ao longo da superestrutura.

Nas aduelas sobre o pilar é onde normalmente, se concentra a maior parte da ancoragem dos cabos de pré-esforço exterior. Estes são ancorados em diafragmas anexados a determinadas aduelas, os quais lhes conferem rigidez estrutural suficiente para resistir às elevadas forças actuantes (Figuras 3.39. e 3.40.). Devido à necessidade que por vezes se verifica, de construir grandes maciços de ancoragem, estas aduelas tornam-se demasiado pesadas e consequentemente de difícil colocação na sua posição final. A solução habitualmente adoptada consiste na betonagem *in-situ* dos diafragmas.

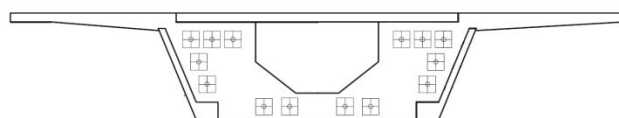


Fig.3.39. – Exemplo de aduela sobre pilar com dispositivo de ancoragem.
Fonte: Rombach (2002).



Fig.3.40. – Várias disposições de blocos de ancoragem.
Fonte: Hegger, Neuser (2004).

Estes têm de ser correctamente dimensionados por forma a evitar um mau comportamento estrutural (grandes deformações, fissurações, transmissão de esforços de forma incorrecta para estrutura) que possa por em causa a durabilidade de toda a estrutura. O seu dimensionamento é relativamente complexo podendo ser realizado através de análises lineares e não lineares através de modelação por elementos finitos, contudo também poderá ser correctamente realizado com recurso ao método de escoras e tirantes (Hegger, Neuser, 2004)

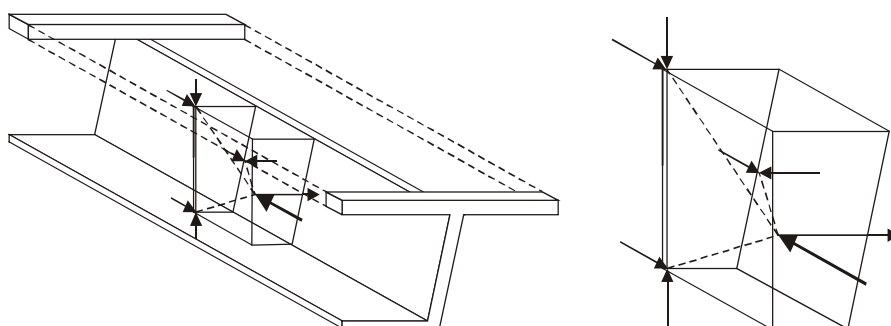


Fig.3.41. – Modelo de escoras e tirantes (diafragma).
Fonte: Hegger, Neuser (2004).

Para definir o traçado dos cabos de pré-esforço exterior é necessário dispor de aduelas com desviadores ao longo da superestrutura (Figura 3.42.).

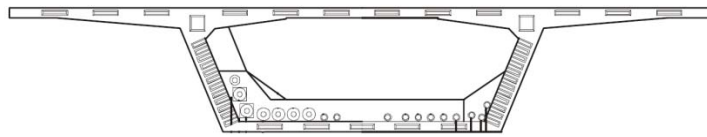


Fig.3.42. – Exemplo de aduela com desviador de cabos de pré-esforço exterior.
Fonte: Rombach (2002).

Estes têm também funções adicionais de controlo das vibrações dos cabos. De acordo com Gupta (2004), o espaçamento entre estes não deve exceder 12 metros, ou quando tal não for possível verificar se a primeira frequência natural de vibração dos cabos entre dois pontos fixos não se aproxima da frequência de vibração da superestrutura.

Estes dispositivos também correspondem a secções críticas de dimensionamento devido à concentração de forças que neles se verifica e como tal também devem ser convenientemente analisados (Figura 3.43.).

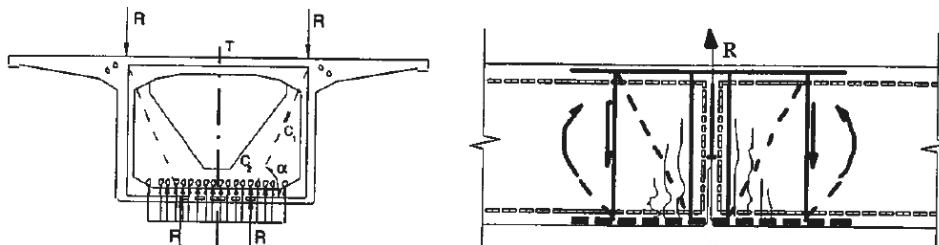


Fig.3.43. – Dimensionamento de um desviador de cabos de pré-esforço exterior.

Recomenda-se que as bainhas dos cabos sejam constituídas por HDPE, quer com juntas coladas ou secas. Os cabos deveram ser protegidos contra a corrosão através de calda de cimento com lubrificante ou outro material aprovado (Gupta, 2004).

Enquanto os resultados indicam que os cabos de pré-esforço exterior tipicamente não atingem o estado limite de cedência, a possibilidade de perdas de pré-esforço devido a tracções exercidas nos cabos justifica as recomendações de que nas novas pontes constituídas por aduelas seja prevista a possibilidade de adicionar cabos de pré-esforço. A norma AASHTO exige a possibilidade de ancoragem de cabos adicionais com uma força correspondente, no mínimo, a 10% dos momentos positivos e negativos produzidos pelos cabos iniciais. Esta provisão também poderá ser considerada uma reserva para uma possível necessidade de aumento de carga permanente, controlo de fendilhação e deformação da superestrutura. Similarmente também poderá ser utilizada para resolver aspectos de dimensionamento sísmico (Figura 3.44.).

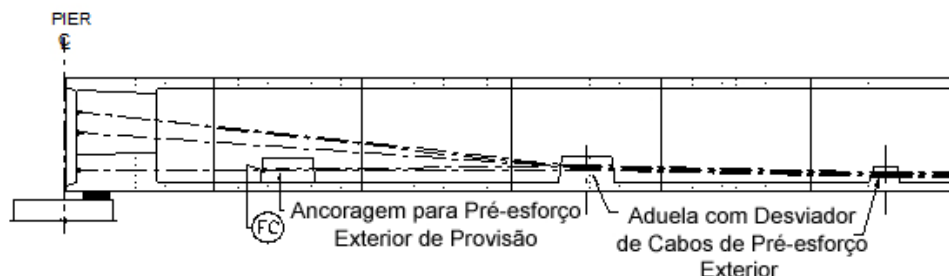


Fig.3.44. – Corte longitudinal onde se esquematiza o traçado de um sistema de cabos de pré-esforço exterior não aderente.
Fonte: Gupta (2004).

3.5.3.2. Vantagens e desvantagens

O pré-esforço exterior tem vindo gradualmente a ser adoptado devido às várias vantagens que estão associados ao seu uso.

O facto de a bainha dos cabos de pré-esforço não se encontrar dentro da secção, mas sim anexada à estrutura através de ancoragens e desviadores, possibilita uma melhor e mais facilitada betonagem das aduelas, resultando na sua melhor qualidade final. Possibilita a adopção de almas de secções mais finas, resultando numa superestrutura mais leve.

Outra vantagem da aplicação de pré-esforço exterior reside nas menores perdas de pré-esforço por atrito, bem como nos menores desvios parasitas (traçado recto entre ancoragens e desviadores) (Coderque, 2003).

Os cabos exteriores, durante as inspecções de manutenção, podem ser substituídos no caso de corrosão, ou tensionados novamente, sem implicar acréscimos de custos significativos. Inclusive a força de pré-esforço actuante na estrutura poderá ser modificada após construção através de adição de cabos. O estado de conservação de uma ponte com pré-esforço exterior é mais facilmente avaliado através de técnicas simples de inspecção que vão desde da inspecção visual à medição da tensão do cabo através do método das cordas vibrantes. Por fim, ainda reduz a possibilidade de corrosão dos cabos no caso de uma falha na injeção da calda nas bainhas, situação essa que pode ocorrer na instalação de pré-esforço interior (Coderque, 2003).

A consideração de todas estas vantagens anteriormente citadas promoveu a adopção em larga escala de uma nova tipologia estrutural de pontes: pontes de aduelas pré-fabricadas com pré-esforço exterior e juntas secas, sendo as suas principais vantagens a rapidez e economia do processo construtivo. A tecnologia do pré-esforço 100% exterior tem sido posta em prática através da construção tramo a tramo.

As desvantagens associadas a esta tecnologia são (Hewson, 1992; Rombach, 2002):

- É necessário mais pré-esforço para gerar a capacidade de resistência última necessária;
- Menor braço da força de pré-esforço resultando numa maior necessidade de força de pré-esforço;
- Custos adicionais nas bainhas, ancoragens, etc;
- Os cabos de pré-esforço exterior são mais acessíveis tornando-os mais vulneráveis às acções externas como, corrosão, acção do fogo, exposição a agentes químicos e até mesmo vandalismo;
- Os cabos de pré-esforço exterior estão sujeitos a vibrações, portanto o seu comprimento livre deve ser limitado;
- Maior dificuldade na ancoragem dos cabos e nos desviadores devido à existência de elevadas forças concentradas. Os desviadores e as ancoragens são projectados para suportar forças extremamente elevadas. Tais pontos normalmente transferem à estrutura cargas concentradas consideráveis. Por esse motivo, esses elementos são pontos críticos que devem ser adequadamente detalhados e vistoriados. A falha de um desviador pode resultar na perda parcial ou mesmo total do pré-esforço;
- Nos desviadores ocorrem elevadas forças de compressão radial. Os desviadores devem ser ajustados com grande precisão para reduzir o atrito e evitar danos nos cabos, contudo esse processo acarreta custos relativamente elevados.

3.5.4. PRÉ-ESFORÇO INTERIOR VERSUS PRÉ-ESFORÇO EXTERIOR

A decisão sobre qual solução adoptar é principalmente orientada pelo comprimento do vão a vencer e pelo método construtivo, que por sua vez estão directamente relacionados as condicionantes particulares da obra.

Por exemplo pode-se referir que, tipicamente, pontes com longos vãos ou traçados em planta caracterizados por alinhamentos curvos apertados são construídas por avanços sucessivos, levando a que o pré-esforço geralmente adoptado seja interior em bainhas na laje superior e nas almas. Alternativamente, para extensas pontes, constituídas principalmente por pequenos vãos, a construção tramo a tramo é a mais comumente adoptada e paralelamente o sistema de pré-esforço exterior. Por isso, com excepção das situações em que a possibilidade de substituição e/ou visualização dos cabos é exigida, considera-se que a decisão sobre qual sistema a adoptar não se prende apenas às respectivas vantagens e desvantagens, mas sim a uma análise global do projecto.

3.6 COMPORTAMENTO SÍSMICO

3.6.1. ESPECIFICIDADES COMPORTAMENTAIS

Apesar de todos os benefícios e vantagens associados à construção de pontes com aduelas pré-fabricadas, o seu uso em zonas de actividade sísmica mantém-se limitado. Presentemente, considera-se que as pontes de aduelas betonadas *in-situ* podem fornecer uma margem de segurança adicional durante um sismo na medida em que existe armadura ordinária contínua ao longo das várias juntas da superestrutura.

O principal impedimento à aplicação desta tecnologia construtiva reside na incerteza associada ao comportamento das juntas na transferência de esforços entre aduelas, sob acção sísmica. A ausência de armadura ordinária nestes pontos de descontinuidade cria pontos frágeis, que podem funcionar como pontos de rotação localizados. Várias questões se colocam acerca do comportamento das juntas durante uma ocorrência sísmica, designadamente se ocorre a sua abertura sob a acção de um sismo e em que medida essas aberturas alteram o comportamento estrutural da ponte.

Contudo, é possível alcançar-se um correcto dimensionamento de uma superestrutura de aduelas pré-fabricadas para zonas de elevada actividade sísmica. Para tal é necessário ter em consideração alguns aspectos particulares a nível estrutural e construtivo.

3.6.2. ASPECTOS DE DIMENSIONAMENTO

As acções sísmicas exigem importantes considerações no processo de dimensionamento. Apesar de a maior parte do dimensionamento sísmico de uma ponte se orientar para a subestrutura, existem algumas considerações importantes a ter em conta no dimensionamento da superestrutura designadamente a performance das juntas sob acções cíclicas e a preservação do comportamento elástico desta sob acção sísmica.

Megally *et al* (2002, 2003) investigaram sobre a performance sísmica deste tipo de pontes usando análises não lineares e investigações experimentais. As análises não lineares demonstraram que a força efectiva de pré-esforço (superestrutura pré-esforçada internamente com juntas coladas) se reduzia após acção sísmica, especialmente se as juntas eram sujeitas a aberturas ou rotações significativas. Os ensaios experimentais revelaram que as juntas podem experimentar significativas e repetidas aberturas sob acções cíclicas reversíveis sem atingir a rotura, apesar do facto de não haver armadura de continuidade. Conclui-se também que a resina epoxi possibilita uma melhor performance sísmica

destas pontes em termos de dissipação de energia e redução de deslocamentos/deformações permanentes nas juntas.

Como já foi mencionado, nestas pontes as juntas existentes podem experimentar grandes deslocamentos e repetidas rotações (abertura e fecho) sob acções cíclicas reversíveis. Por isso, o processo de dimensionamento é mais complexo na medida em que as exigências de ductilidade da superestrutura podem ser superiores à das pontes convencionais (Garg, Kumar, 2004).

Um exemplo dessa situação foi verificado no dimensionamento do viaduto *Spaghetti Bowl* (Las Vegas, Nevada). Um aspecto importante que se teve de considerar consistiu na necessidade de fornecer uma resistência à flexão mínima em cada junta, tanto para momentos positivos como negativos. Tal exigência materializou-se na necessidade de adicionar pré-esforço longitudinal em locais onde as acções permanentes e variáveis não o exigiam. O viaduto foi construído tramo a tramo, tendo se verificado a necessidade de se instalar pré-esforço exterior de continuidade adicional, tanto superior como inferior (Figura 3.45.). Tal necessidade adveio da constatação de que os níveis de tensão de compressão eram demasiadamente elevados para esperar que não ocorressem danos na superestrutura durante um acontecimento sísmico (Cooper, Murillo, 2004).

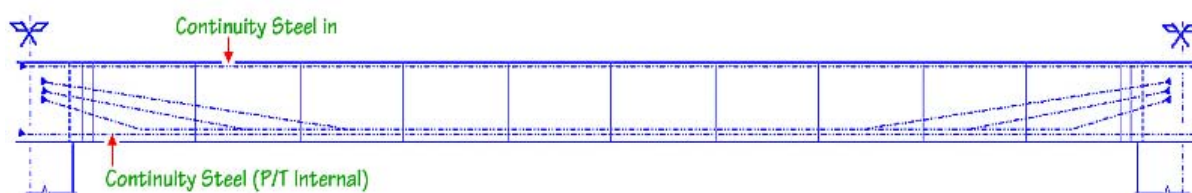


Fig.3.45. – Traçado do pré-esforço exterior longitudinal na superestrutura.
Fonte: Cooper, Murillo (2004).

Apesar destas implicações no dimensionamento sísmico da superestrutura, pode-se afirmar que no geral não exigem grandes custos acrescidos, nem atrasos no processo de construção, continuando os habituais métodos construtivos habituais deste tipo de pontes a serem válidos (Soule, Tassin, 2007).

As pontes são tipicamente dimensionadas para apresentarem flexibilidade suficiente de forma a que possam suportar os deslocamentos impostos pela acção sísmica. Tal pode ser obtido através do dimensionamento de mecanismos de rotura (rótulas plásticas) nos pilares da ponte, ou seja, criam-se certas partes na estrutura que permitem a dissipação de energia, conferindo-lhe a ductilidade necessária. Estas são localizadas nos pilares pois usualmente são os locais de mais fácil inspecção e reparação após o sismo. Os pilares são concebidos por forma a experimentarem uma deformação plástica controlada, no topo ou na base, durante vários ciclos de acção, continuando a suportar a carga axial a que estavam incumbidos. Consequentemente, a superestrutura e as fundações são dimensionadas com critérios mais exigentes no sentido de serem mais resistentes que os pilares, forçando assim à ocorrência do mecanismo de rotura no local desejado. A filosofia de dimensionamento consiste no princípio “pilar fraco – viga forte”, ou seja permitir que rotulas plásticas nos pilares e assegurar a superestrutura se mantém elástica. Dimensionando desta forma, o risco de danificação das fundações ou da superestrutura é consideravelmente reduzido (Veletz, 2007; Garg, Kumar, 2004).

Sendo a dimensionamento do sistema de pré-esforço uma etapa com grande influência no comportamento final da estrutura sob acção sísmica é bastante pertinente referir alguns aspectos relativos a essa temática.

Através de ensaios experimentais em superestruturas pré-esforçadas, de secção caixão, Sami *et al* (2003) observou diferentes comportamentos dos dois tipos de sistemas de cabos (pré-esforço exterior e pré-esforço interior aderente). A tracção induzida para o mesmo cenário de rotação das juntas, nos cabos de pré-esforço foi maior nos cabos de pré-esforço interior aderentes do que no pré-esforço exterior não aderente. A explicação para tal resultado consiste no facto de que a tracção que se gera no pré-esforço exterior não aderente se distribuiu ao longo de todo o comprimento dos cabos, ao contrário do pré-esforço interior. Este último consequentemente sofre maiores deformações e aberturas permanentes das juntas, o que poderá ser apontado como uma desvantagem deste sistema.

Deve ser realçado que uma superestrutura com pré-esforço interior dissipa mais energia que uma com pré-esforço exterior (Idani *et al*, 1998). Contudo, como já foi referido, a superestrutura é dimensionada para se comportar em regime elástico, sendo os mecanismos de dissipação de energia essencialmente incumbidos aos pilares. Um outro mecanismo de melhoramento da dissipação de energia consiste na aplicação de aduelas de fecho betonadas *in-situ*. Esta reduz os deslocamentos residuais da superestrutura pós-sismo. Contudo, esta solução tem o inconveniente de conferir complexidade e morosidade ao processo construtivo e naturalmente custo acrescidos (Cooper, Murillo, 2004).

A combinação de pré-esforço interior e exterior, nas superestruturas de pontes de aduelas pré-fabricadas, em zona de elevada sismicidade, deve ser evitada pelo facto de a força resistente não ser simultaneamente partilhada, mas sim de uma forma sequencial, com o pré-esforço interior a suportar a maior parte das acções até à rotura. A norma AASHTO actualmente permite esta combinação, contudo recentes estudos indicam que se deve rever a correspondente secção inserida na norma. Esta concepção poderá levar a um prematuro estado de cedência seguido da rotura dos cabos de pré-esforço interior. Conclui-se portanto que a combinação de pré-esforço interior e exterior resulta numa menor ductilidade e capacidade de deformação da estrutura. Assim sendo, a adopção da totalidade do pré-esforço exterior deve ser preferida de forma a minimizar os deslocamentos/deformações permanentes da superestrutura pós-sismo, bem como as aberturas permanentes das juntas entre aduelas, melhorando-se a ductilidade da superestrutura. Importa referir que estruturas com a totalidade do pré-esforço exterior, eventualmente, devem ser dotadas de cabos de pré-esforço no topo da secção com o intuito de resistir à inversão das deformações a meio vão (Scible, Megally 2001; Cooper, Murillo, 2004).

A AASHTO tece recomendações adicionais para as pontes de aduelas pré-fabricadas sem armadura ordinária através das juntas: para zonas sísmicas de categorias severas exige ou juntas epoxi ou juntas betonadas *in-situ*; pelo menos 50% da força de pré-esforço deve ser proveniente de pré-esforço interno (ponto já discutido); o pré-esforço interior sozinho deve ser capaz de suportar 130% da carga permanente actuante na estrutura.

Ainda relativamente ao pré-esforço são definidos limites com o intuito de garantir que se alcança a ductilidade necessária na superestrutura. A norma AASHTO (1998) apresenta um limite máximo de aço de pré-esforço. A razão de tal limite advém da procura de que todo o aço atinja a cedência quando a capacidade última de resistência é alcançada (Garg, Kumar, 2004).

3.7. PROCEDIMENTOS CONSTRUTIVOS ESPECÍFICOS DA CONSTRUÇÃO TRAMO A TRAMO

3.7.1. LANÇADEIRA SUPERIOR DE ADUELAS

Consiste no método construtivo mais frequentemente adoptado na construção tramo a tramo. A lançadeira é equipada com pelo menos um guindaste que possibilita a admissão das aduelas, quer pelo tabuleiro já construído (pela retaguarda) quer içando-as a uma cota inferior à do equipamento, realizando posteriormente o transporte destas para a sua posição final (Figura 3.46. e 3.47.).



Fig.3.46. – Aduelas suspensas numa lançadeira, Penny's Bay - Hong Kong (2003-2004).
Fonte: (VSL Internacional).

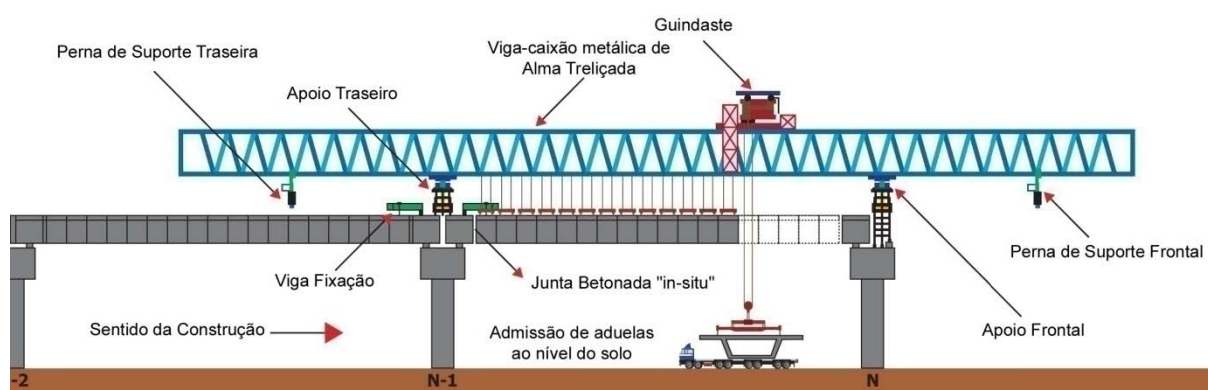


Fig.3.47. – Construção tramo a tramo com recurso a lançadeira.
Fonte: adaptado (VSL Internacional).

3.7.1.1. Procedimento construtivo

Após se libertar o apoio traseiro, passando a transferência de esforços a processar-se pela perna traseira (que poderá ser um sistema com rolamentos como no caso da lançadeira apresentada na Figura 3.51.), o apoio é deslocado uma determinada distância, que varia de acordo com as características da lançadeira e dos vãos em construção, no sentido da construção. A lançadeira inicia o seu avanço com recurso, por exemplo, ao puxe sincronizado de macacos até que a perna dianteira atinja o pilar [N+1]. Após essa fase, o peso da lançadeira é transferido do apoio dianteiro para o apoio traseiro e o primeiro é movimentado e fixado no topo do pilar [N+1]. Macacos hidráulicos são activados no apoio dianteiro possibilitando a libertação da perna dianteira. A lançadeira é novamente movida até que se posiciona convenientemente sobre o tramo a construir. São realizadas novamente operações, desta vez para que o pilar traseiro se localize sobre o pilar [N], procedendo-se posteriormente à fixação/bloqueio horizontal da lançadeira também através desse apoio (Figuras 3.48. e 3.49.). Durante a fase de suspensão de todo o tramo, a lançadeira encontra-se posicionada sobre o tabuleiro em construção, descarregando todas as acções (provenientes do seu peso e das várias aduelas que transporta) nos pilares adjacentes ao tramo em causa, como se pode observar na Figura 3.50. Este aspecto referido é

vantajoso na medida em que diminui as acções construtivas actuantes sobre a superestrutura. Nesta fase a lançadeira encontra-se em posição para iniciar a elevação das aduelas.



Fig.3.48. – Activação da perna dianteira no pilar [N+1], Wat Nakorn Bridge, Bangkok, Thailand.
Fonte: Vonganan (2004).



Fig.3.49. – Fixação do apoio dianteiro no pilar [N+1].
Fonte: Vonganan (2004).



Fig.3.50. – Instalação da última aduela.
Fonte: Vonganan (2004).

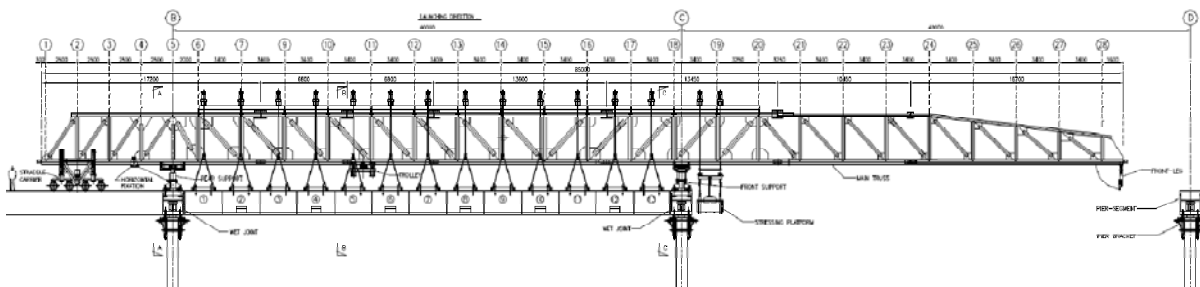


Fig.3.51. – Lançadeira superior de aduelas.
Fonte: Vonganan (2004)

A lançaadeira é equipada com um dispositivo móvel que movimentava cada aduela para a sua posição final, onde é suspensa por dois tirantes. Esse dispositivo repete esta operação de posicionamento para cada aduela. Quando as aduelas são recebidas pelo tramo já construído colocam-se as várias aduelas como se esquematiza na Figura 3.52. por forma a haver espaço livre para poder posicionar as últimas aduelas.

Após cada aduela estar suspensa por dois tirantes, pode-se proceder, individualmente, ao nivelamento das aduelas através dos vários macacos hidráulicos que operam no topo da lançadeira, associados a cada tirante de suspensão. Esses macacos actuam em três direcções permitindo o ajuste dos segmentos na sua posição final, encaixando cada aduela com a anterior. Esta operação só se procede quando todas as aduelas constituintes do vão estiverem suspensas na lançadeira permitindo que esta sofra a deformada correspondente ao carregamento total antes de se proceder ao alinhamento final das várias aduelas.

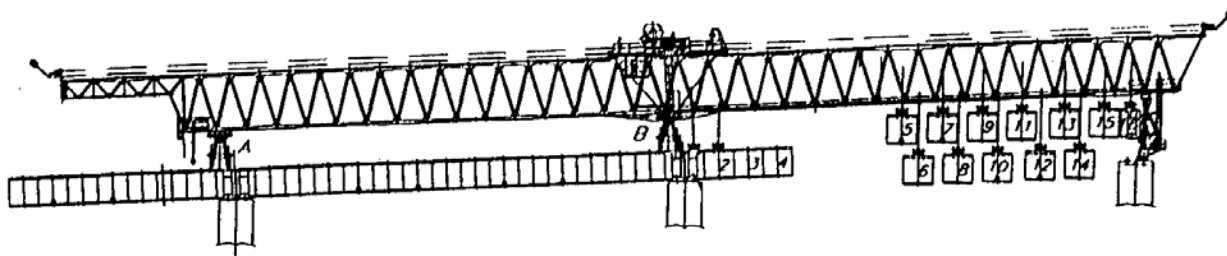


Fig.3.52. – Esquematização de um procedimento possível de suspensão das aduelas.
Fonte: Poyatos, Esteban, (2005).

O alinhamento das várias aduelas procede-se tipicamente a partir de uma extremidade. Coloca-se a primeira aduela, situada sobre o pilar do tabuleiro anterior, e procede-se ao seu nivelamento e orientação, fixando-a na posição final mas deixando-a suspensa por intermédio dos tirantes verticais. As restantes aduelas são posicionadas. Caso se tenha estabelecido a colocação de resinas epoxi entre juntas de aduelas será nesta fase que se procede a essa actividade. Posteriormente realiza-se uma nova verificação geométrica ao tramo completo, seguida da instalação do sistema pré-esforço longitudinal exterior (sem efectuar o seu puxe).

Depois de todos as aduelas se encontrarem na posição final e de novamente verificados os requisitos geométricos, é lhes aplicada um par de barras horizontais, para auxiliar e assegurar o correcto fecho das juntas (procedimento nem sempre necessário). Se as juntas tiverem resinas epoxi será através de

um sistema mais complexo de pré-esforço longitudinal temporário (Figura 3.55.), o qual terá transmitir uma determinada compressão nas juntas para a correcta aplicação da resina.

De seguida procede-se à betonagem das duas juntas de fecho, que se encontram nas proximidades dos pilares (Figura 3.47.). O procedimento poderá ser o seguinte: quatro macacos hidráulicos horizontais são previamente instalados em cada junta de fecho, nos cantos da secção caixão, e activados como escoras temporárias. Activa-se um par de cabos de pré-esforço longitudinal. Monta-se o sistema de cofragem das duas juntas e betona-se. Após o betão adquirir resistência suficiente, os macacos nas juntas são retirados e é betonada o espaço sobrance com betão de baixa retracção. Dá-se alguma folga ao tirante que fixa a aduela ao pilar dianteiro, para permitir curtos movimentos da superestrutura que possam ocorrer devido à força de pré-esforço.

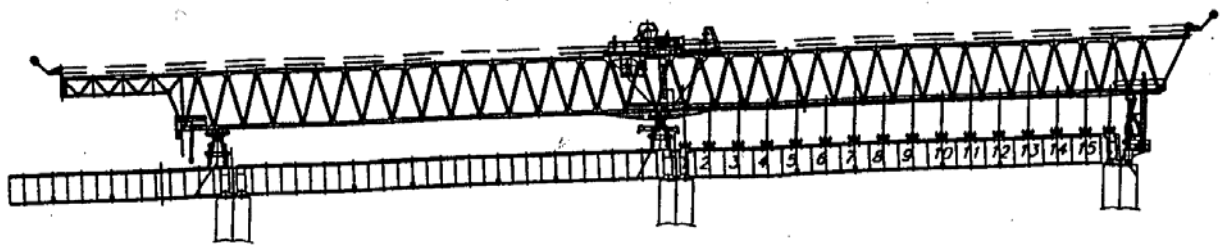


Fig.3.53. – Esquematização de um vão suspenso.
Fonte: Poyatos, Esteban (2005).

Os restantes cabos de pré-esforço são puxados faseadamente aos pares. Uma vez aplicado 50% do pré-esforço final, (tipicamente o pré-esforço necessário para suportar o peso próprio da superestrutura) a lançadeira é descida (através dos macacos existentes nos seus apoios) até que os tirantes que suspendem as aduelas fiquem livres. Por fim, a lançadeira pode iniciar o avanço para o vão seguinte. No Quadro 3.3. pode-se observar a duração das várias etapas. (Thorburn, Meyer, 2006; Vonganan, 2004; Bowmaker, Van Der Wal, 2006; Jain, Thomas, 2004; Poyatos, Esteban, 2005; Moon *et al.*, 2005)

A fase referente à descida da lançadeira, que tem por objectivo a libertação dos tirantes de suspensão e apoiar definitivamente o tramo nos seus apoios definitivos, é um procedimento que requer cuidados e exige um estudo específico caso a caso. Considerando o exemplo da Figura 3.53., uma situação poderá ocorrer no momento da descida de toda a lançadeira consiste no seguinte:

- i. Com a gradual descida da lançadeira, a aduelas 1 e 16 são as primeiras a apoiarem-se;
- ii. Os tirantes que as suspendem são, consequentemente, os primeiros a libertarem-se;
- iii. Posteriormente uma situação análoga ocorre com as aduelas 2 e 15, e assim sucessivamente.

Desta situação resulta um incremento de tensão nos tirantes das aduelas que ainda se encontram suspensas, podendo ocorrer a sua rotura, especialmente nos que suportam as aduelas mais centrais. Como já referido, esta situação tem de ser analisada caso a caso. Se se verificar a possibilidade de rotura de algum tirante, uma solução possível poderá consistir em descer primeiro os apoios referentes a um dos lados da lançadeira, começando assim a libertar os tirantes a partir de um dos lados até o outro extremo do tramo.



Fig.3.54. – Dispositivo de suspensão das aduelas, Ampang – Kuala Lumpur.
Fonte: (VSL Internacional).



Fig.3.55. – Pré-esforço temporário na laje superior e inferior do tabuleiro.
Fonte: Kataria, *et al.* (2004).

Quadro 3.3. – Diagrama de construção tramo a tramo com lançadeira superior.
Fonte: adaptado VSL Internacional.

Ciclo construtivo tipo	Duração do Ciclo: 4 dias							
	1		2		3		4	
	Dia	Noite	Dia	Noite	Dia	Noite	Dia	Noite
Avanço da Lançadeira	■							
Colocação das aduelas		■	■					
Alinhamento e aplicação da resina nas aduelas			■		■			
Betonagem das juntas de fecho					■			
Cura						■	■	
Instalação do Pré-esforço Exterior					■		■	
Puxe do pré-esforço e apoio do tabuleiro							■	

O procedimento construtivo anteriormente descrito corresponde à construção de uma superestrutura contínua, o que apresenta algumas diferenças relativamente à construção de um tramo simplesmente apoiado. Na construção por tramos simplesmente apoiados não existe a necessidade de betonagem da junta de fecho e existe a possibilidade de se realizar um ajuste de posicionamento de todo o tramo, após este estar assemblado, através de dispositivos constituídos por macacos hidráulicos localizados na zona dos apoios. Por sua vez, nos tramos contínuos não existe essa possibilidade, sendo que esse ajuste e controlo geométrico do tramo têm de ser iniciados desde logo no posicionamento da primeira aduela junto ao pilar, antes da betonagem das juntas de fecho. Na construção de vãos contínuos é necessário realizar a ligação entre os vários tramos através da betonagem da junta *in-situ*, dando lugar a operações complicadas e que atrasam os ciclos de montagem (Poyatos, Esteban, 2005)

3.7.1.2. Vantagens e desvantagens

As vantagens associadas a utilização deste equipamento são:

- Método construtivo muito automatizado e rápido, bastante eficaz para repetitivos tramos de pequena e média dimensão (30 a 50 metros). Capaz de permitir a construção de um tramo completo em 4 dias segundo indicação de algumas construtoras, designadamente VSL Internacional Ltd. e YWL Engineering Pte Ltd;
- Reduzida quantidade de mão-de-obra;
- Possibilita bons acessos às frentes de trabalho;
- O equipamento de construção é relativamente auto-suficiente, flexível em termos de recepção das aduelas (pela retaguarda, pela frente, por baixo) e ainda capaz de operar com uma grande variedade de aduelas, em termos de comprimento e largura. Ainda de destacar a razoável adaptabilidade a alinhamentos e curvaturas variáveis, contudo inferior à apresentada pelos equipamentos usados no método construtivo por avanços sucessivos.

Como desvantagens tem-se:

- A curvatura do vão, está forçosamente limitada pela lançadeira, que é geralmente recta. Para curvaturas muito reduzidas e vãos relativamente longos será mais indicado a construção por avanços sucessivos em consola. Contudo existem algumas lançadeiras modernas que possuem rótulas, permitindo operar em raios de curvatura reduzidos, até 75 metros.
- O equipamento é relativamente pesado e complexo e consequentemente com grandes custos associados à sua aquisição (Thorburn, Meyer, 2006);
- Existe uma limitação relacionada com a largura da aduela e o comprimento do vão. Na admissão das aduelas pelo tabuleiro do vão anterior, os segmentos necessitam de ser entregues rodados de 90 graus em relação à sua posição final. A aduela é posteriormente rodada para a correcta orientação, quando já se encontra sobre o tramo em construção. Assim sendo, é necessário espaço suficiente entre o apoio da lançadeira e os tirantes de suspensão das outras aduelas, para efectuar essa rotação. Aduelas de grande largura podem criar problemas, caso essa seja superior a meio vão obrigando a que as aduelas sejam empilhadas (Figura 3.56.) para que exista espaço suficiente para a rotação da última aduela (Thorburn, Meyer, 2006).



Fig.3.56. – Processo de empilhamento das aduelas, Bamdra Worli - India (2002-2006).
Fonte: (VSL Internacional).

3.7.2. LANÇADEIRA INFERIOR DE ADUELAS

As lançadeiras inferiores de aduelas são normalmente constituídas por um par de vigas autoportantes, que se posicionam em ambos os lados do alinhamento do vão, sob os banzos das aduelas (Figura 3.57.). Existem também variantes desta tecnologia em que se recorre apenas a uma única lançadeira autoportante, que se encontra sob o alinhamento das aduelas.



Fig.3.57. – Construção com uma lançadeira inferior, KCRC West Rail, Hong Kong.
Fonte: (VSL Internacional).

3.7.2.1. Procedimento construtivo

A lançadeira inferior apoia-se com recurso a garças ou a cachorros, instalados no topo dos pilares (Figura 3.58.). A elevação das aduelas faz-se através de gruas móveis ou de guinchos de elevação. Frequentemente compete também às gruas posicionar, de apoio em apoio, as referidas garças (Figura 3.62.). As aduelas são colocadas na lançadeira, sobre apoios móveis ajustáveis. Cada um desses apoios

tipicamente vem equipado com um sistema de macacos hidráulicos que permitem a realização dos ajustes necessários (Figura 3.59.).



Fig.3.58. – Observação dos dispositivos de apoio nos pilares.
Fonte: NRSAS

Uma vez todas as aduelas colocadas dá-se o processo de alinhamento e montagem sequencial a partir de um dos extremos do tramo, com aplicação de resinas epoxi se necessário. Tipicamente, antes do encaixe e montagem, as aduelas são dispostas ao longo de todo o tramo com um espaçamento entre juntas da ordem dos 50 mm e um espaçamento entre a primeira e a segunda aduela de 300 mm (Figura 3.60.), para permitir colocar a resina nas juntas, e só posteriormente é que são montadas (Figura 3.61.). Após esta etapa é aplicado o pré-esforço faseadamente, sendo a carga do tabuleiro transferida para os apoios permanentes ou macacos hidráulicos nos pontos de apoio. Por fim a lançadeira inferior move-se para o vão seguinte e repete o procedimento descrito (Thorburn, Meyer, 2006; Jain, Thomas, 2004).



Fig.3.59. – Colocação de uma aduela sobre uma lançadeira inferior.
Fonte: (VSL Internacional).

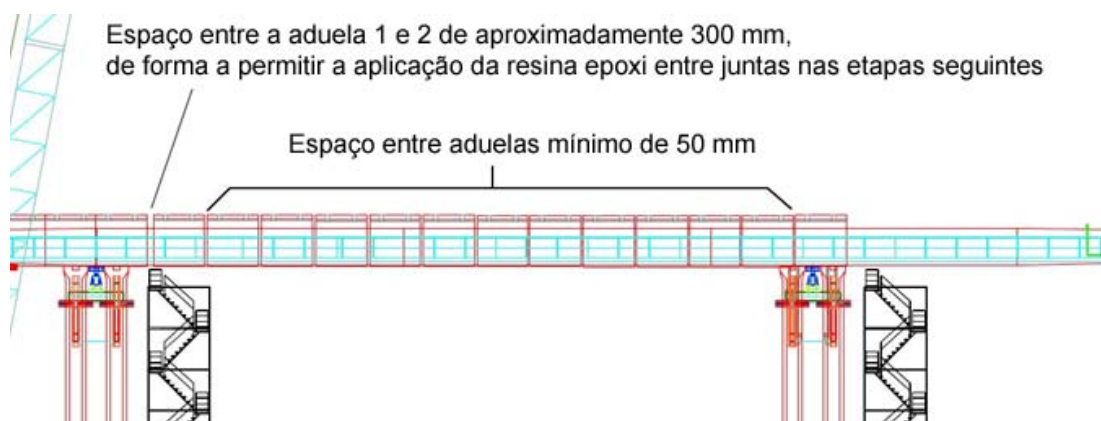


Fig.3.60. – Esquematização da disposição das aduelas sobre uma lançadeira, antes da sua assemblagem.
Fonte: adaptado (VSL Internacional).

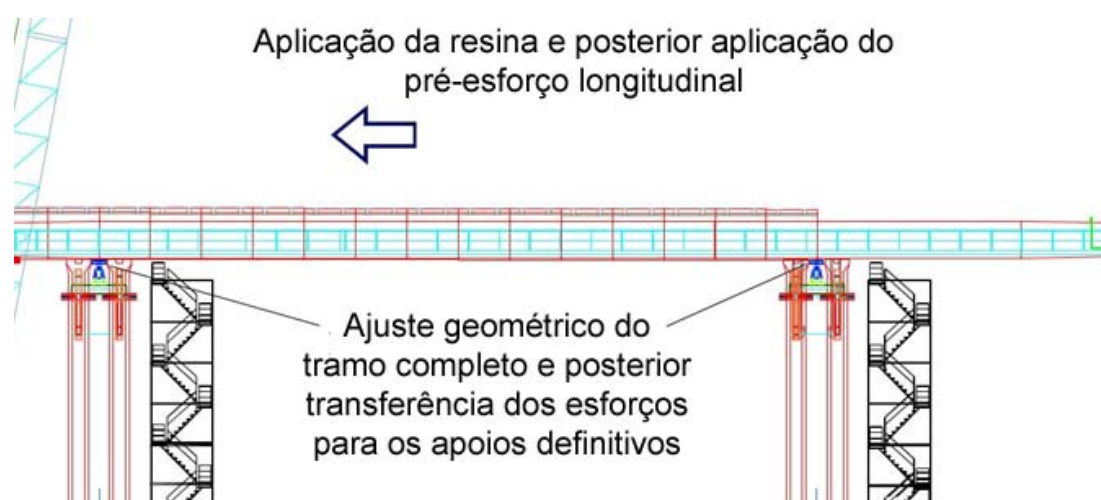


Fig.3.61. – Esquematização do processo de assemblagem tipicamente adoptado.
Fonte: adaptado (VSL Internacional).



Fig.3.62. – Visualização das garças de apoio à lançadeira, KCRC West Rail - Hong Kong.
Fonte: (VSL Internacional).

3.7.2.2. Vantagens e desvantagens

As vantagens associadas a este equipamento construtivo são (Thorburn, Meyer, 2006):

- Simplicidade de procedimento construtivo e do equipamento utilizado;
- Procedimento construtivo caracterizado por ciclos rápidos de construção, devido em parte à facilidade de suporte das aduelas. Possibilidade de construção de um tramo completo em 2.5 dia (valor apresentado construtora VSL Internacional Ltd.);
- Boa adaptabilidade de uma lançadeira inferior à construção de vãos com diferentes extensões;
- A transferência das reacções de apoio da lançadeira para as garças ou cachorros e posteriormente para os pilares realiza-se de uma forma não excêntrica;
- Reduzida quantidade de mão-de-obra necessária comparativamente à construção por avanços sucessivos;
- Não se geram acções adicionais sobre o tabuleiro decorrentes do processo construtivo.

As desvantagens são (Thorburn, Meyer, 2006):

- A curvatura do vão está limitada pelo facto de a lançadeira ser recta, exceptuando lançadeiras especiais equipadas com rotulas (Fig.3.63.);
- A frequente necessidade de recurso a uma grua poderá ser apontada como uma desvantagem desta tecnologia. A grua, embora não necessária a tempo inteiro, o que possibilita a realização de outras tarefas no local, é fundamental para a elevação das aduelas e para a instalação dos apoios da lançadeira nos pilares;



Fig.3.63. – Lançadeira inferior com rotulas.

Fonte: (NRS).

3.7.3. CIMBRE

Este método, relativamente mais lento e mais limitado do que os métodos tramo a tramo anteriormente apresentados, tem-se mostrado contudo uma boa solução sob condições específicas de vãos em que a utilização de lançadeiras exibem custos inadequados ou dificuldades técnicas.

3.7.3.1. Procedimento construtivo

O procedimento geral de construção poderá ser observado esquematicamente na Figura 3.64. A instalação inicia-se a partir de uma das extremidades do vão, com cada aduela a ser colocada e

encaixada directamente na anterior, e de seguida suportada no cimbra. Geralmente recorre-se a gruas para a colocação das aduelas sobre o cimbra (Figura 3.65). Para assegurar o correcto alinhamento das aduelas durante a sua instalação, para que o tramo final assembled esteja correctamente alinhado aquando do puxe do pré-esforço longitudinal, pode ser necessário equipar os cimbres com macacos hidráulicos apropriados e sistemas de rolamentos que permitam o correcto posicionamento das aduelas.

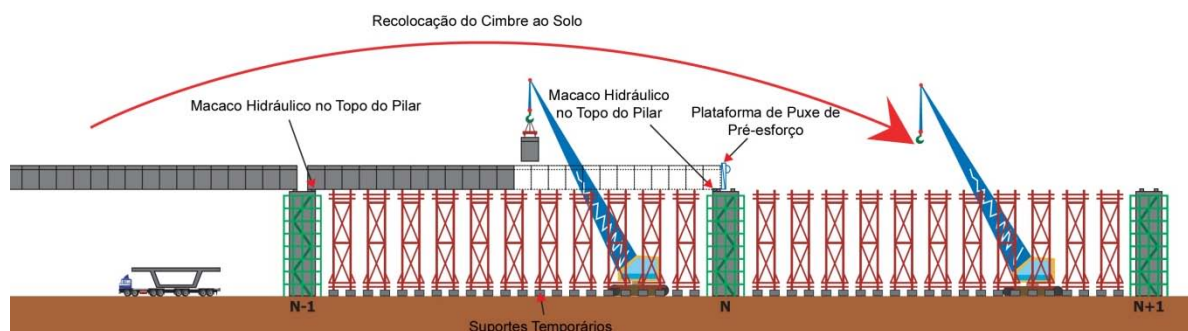


Fig.3.64. – Esquematização do processo típico de construção com cimbres ao solo.
Fonte: (VSL Internacional).



Fig.3.65. – Vista geral da colocação das aduelas com recurso a uma grua - Deep Bay Link North – Hong Kong.
Fonte: (VSL Internacional).

3.7.3.2. Vantagens e desvantagens

As principais vantagens são:

- Simplicidade e baixo capital de investimento;
- O baixo capital de investimento necessário para cada módulo de cimbres confere economia ao processo construtivo e a possibilidade de se operar em várias frentes de trabalho;
- Facilidade de acesso às frentes de trabalho (Figura 3.66.).



Fig.3.66. – Vista geral da construção com recurso a cimbres, KCRC East Rail - Hong Kong.
Fonte: (VSL Internacional).

As principais desvantagens são (Thorburn, Meyer, 2006):

- Limitação da cota da superestrutura;
- Obstrução da área inferior à superestrutura;
- Exigência de boas condições do solo, para fazer face às acções construtivas;
- Relativamente lentos ciclos de construção, devido à necessidade de se recolocar o cimbra ao solo no tramo seguinte;
- Limitação do peso próprio da superestrutura de acordo com a capacidade resistente do cimbra.

3.8. PROCEDIMENTOS CONSTRUTIVOS ESPECÍFICOS DE CONSTRUÇÃO POR AVANÇOS SUCESSIVOS

3.8.1. LANÇADEIRA DE ADUELAS

Este processo construtivo consiste no lançamento das aduelas em consola, simetricamente a partir dos pilares, com recurso a uma lançadeira. As lançadeiras são geralmente elementos metálicos treliçados e apresentam um comprimento total superior ao maior vão a construir (Figura 3.67.).

Inicialmente relativamente simples, as actuais lançadeiras de aduelas desenvolveram a capacidade de operar numa grande variada de extensão de vãos, com reduzidos raios de curvatura, múltiplos tabuleiros paralelos, por um processo de avanço autónomo. O sistema de lançamento permite um desobstruído acesso a todas as frentes de trabalho. Geralmente podem receber as aduelas ou por baixo ou através do tabuleiro já construído. Esta última capacidade é particularmente útil quando se constrói uma ponte ou um viaduto sobre terrenos difíceis ou área densamente urbanizadas, onde seria difícil entregar as aduelas ao nível do terreno. A lançadeira vem equipada com um sistema de rolamentos que permite a transporte das aduelas, suportado pelo banzo inferior.

Estas lançadeiras são usualmente dimensionadas especificamente para as pontes que vão construir, podendo realizar, dependendo contudo da capacidade da lançadeira, vãos entre os 50 m a 130 metros, estando o vão óptimo compreendido entre 65 e 95 metros (Fadón, Herrero, 1995). Com o recurso a aço de elevada performance e ao conceito de aplicação de um sistema de cabos de suspensão, pode-se afirmar que esta tecnologia alcançou elevados patamares de desenvolvimento técnico, tendo segundo

Combault (2004) atingido um estado quase perfeito de evolução. Para pontes de elevada extensão, com o objectivo de aumentar a velocidade de construção, pode-se recorrer a uma viga de lançamento de extensão superior a dois vãos consecutivos. Dessa forma é possível que a lançadeira, com apenas um avanço, construa uma dupla consola simétrica e instale a aduela 0 sobre o pilar seguinte, sem a necessidade de se deslocar (Figura 3.68.).



Fig.3.67. – Vista geral de uma lançadeira de aduelas, Pakse Bridge - Laos.
Fonte: (VSL Internacional).

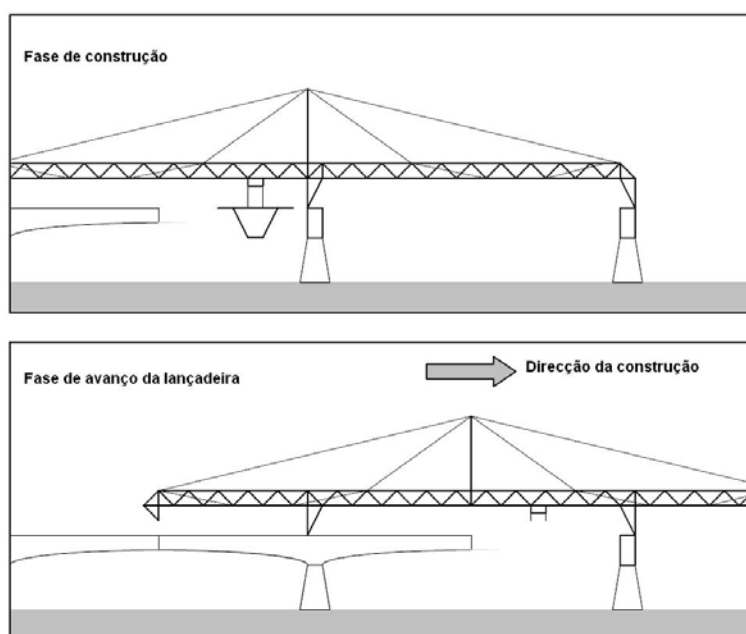


Fig.3.68. – Esquematização da operação de avanço de uma lançadeira de grande extensão.
Fonte: (Combault, 2004).



Fig.3.69. – Ponte ferroviária de alta velocidade perto de Avignon – França.
Fonte: (Combault, 2004).

Genericamente uma lançadeira tem dois apoios principais, um na extremidade anterior da viga e outro mais central e dois apoios auxiliares, nas extremidades desta, que auxiliam nas operações de avanço. Para poder operar em traçados longitudinais e transversais variáveis, a lançadeira é equipada nos apoios com dispositivos que permitem realizar os necessários ajustes (Figuras 3.70. e 3.71).

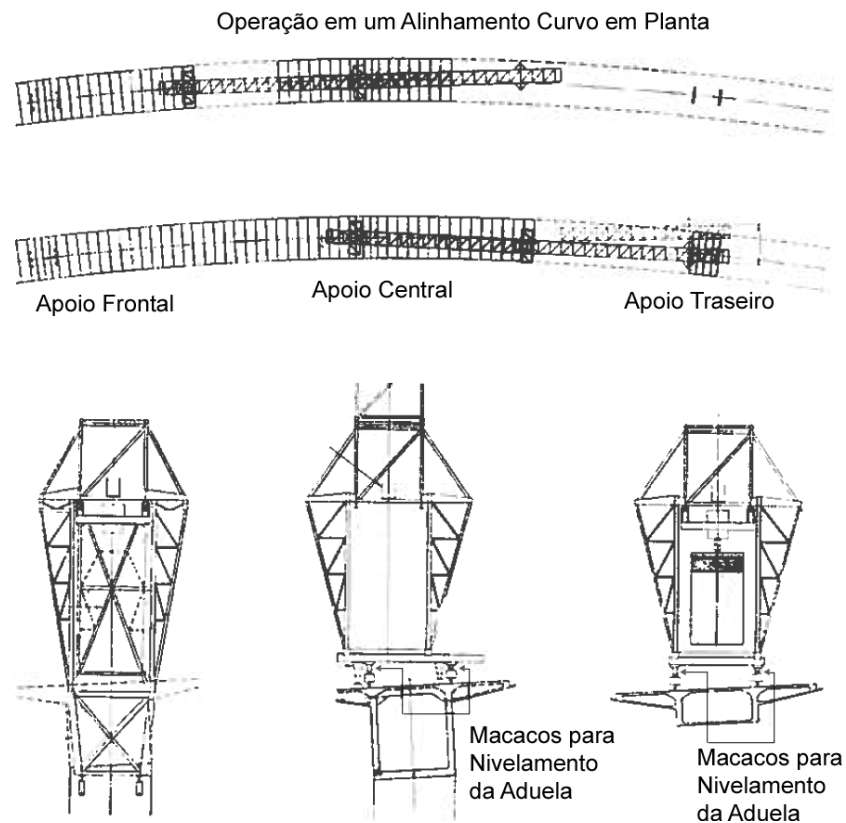


Fig.3.70. – Mecanismos de adaptação de uma lançadeira a alinhamentos variáveis.
Fonte: Mathivat (1980).

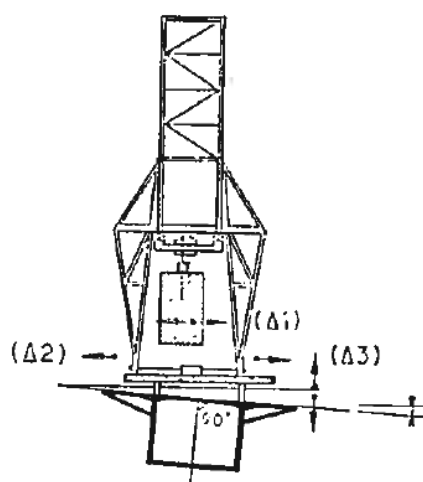


Fig.3.71. – Dispositivo de adaptação do mecanismo de apoio.
Fonte: Mathivat (1980).

3.8.1.1. Procedimento construtivo

A cinemática de uma lançadeira de aduelas é naturalmente específica ao equipamento e definida pelas características da superestrutura a construir. Contudo é possível distinguir 4 fases genéricas (Mathivat, 1980):

- Fase 1: Posição normal de colocação de aduelas, com o apoio central localizado sobre o pilar e o apoio traseiro ancorado na extremidade da última consola construída;

FASE 1

Posicionamento normal de colocação

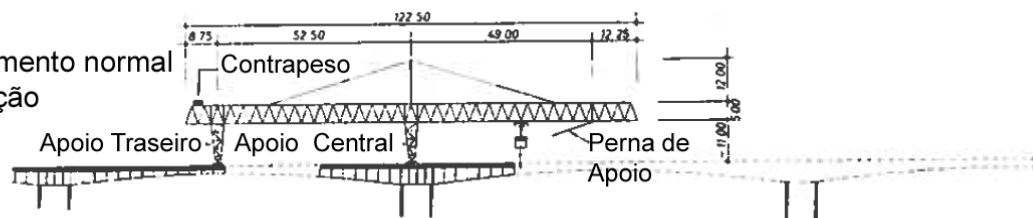


Fig.3.72. – Posicionamento normal de colocação de aduelas.
Fonte: Mathivat (1980)

- Fase 2: Colocação da aduela 0 sobre o pilar seguinte. Nesta fase a lançadeira fixa-se sobre 3 apoios, o apoio traseiro, o apoio central situado na extremidade da última consola construída e a perna dianteira apoiada num cachorro anexado ao pilar dianteiro;

FASE 2

Colocação da aduela 0 sobre o pilar

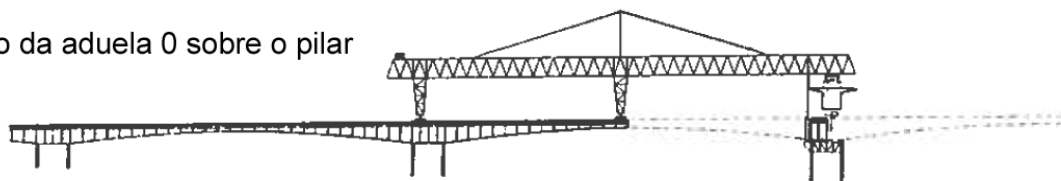


Fig.3.73. – Colocação da aduela 0 sobre o pilar.
Fonte: Mathivat (1980).

- Fase 3: Preparação para o avanço da lançadeira;

FASE 3 FASE III

Preparação para o avanço da lançadeira

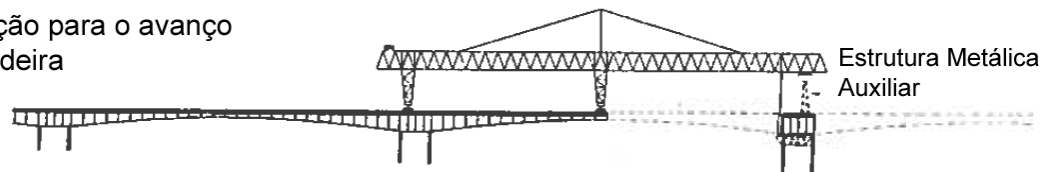


Fig.3.74. – Preparação para o avanço da lançadeira.
Fonte: Mathivat (1980).

- Fase 4: Lançamento.

FASE 4

Lançamento

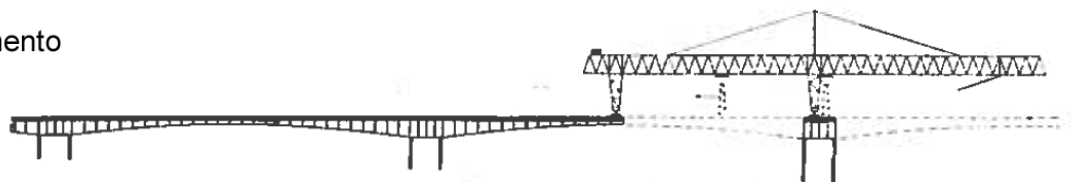


Fig.3.75. – Avanço da lançadeira.
Fonte: Mathivat (1980).

Na fase lançamento das aduelas, tal como esquematizado na Figura 3.72. (Fase 1), a lançadeira posiciona cada aduela na frente de cada consola, a uma reduzida distância desta de forma a realizar-se à aplicação das resinas na face das juntas (Figura 3.76.). Uma vez colocada a resina epoxi, procede-se à assemblagem da aduela à consola e introduz-se o devido pré-esforço. Uma vez terminada a construção das consolas procede-se à betonagem *in-situ* da junta de fecho e aplica-se o pré-esforço de continuidade conferindo-se rigidez estrutural a todo o tabuleiro .



Fig.3.76. – Posicionamento de uma aduela na extremidade da consola.
Fonte: (VSL Internacional).

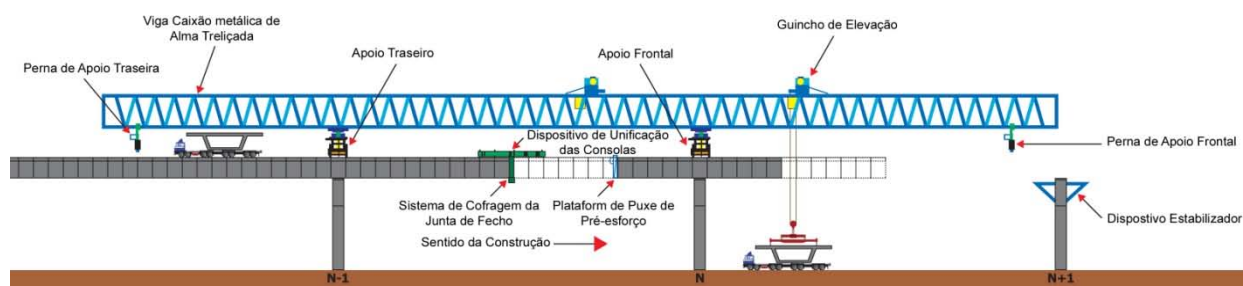


Fig.3.77. – Esquemática do processo construtivo por avanços sucessivos.
Fonte: adaptado (VSL Internacional).

Controlo geométrico na fase construtiva

Na construção com aduelas betonadas *in-situ* por avanços sucessivos, com utilização de carros de avanço, as contra-flechas necessárias são impostas como se esquematiza na figura seguinte. Assim sendo, a definição geométrica da superestrutura pode ser corrigida, de uma forma relativamente fácil, ao longo do processo construtivo (Figura 3.79.).

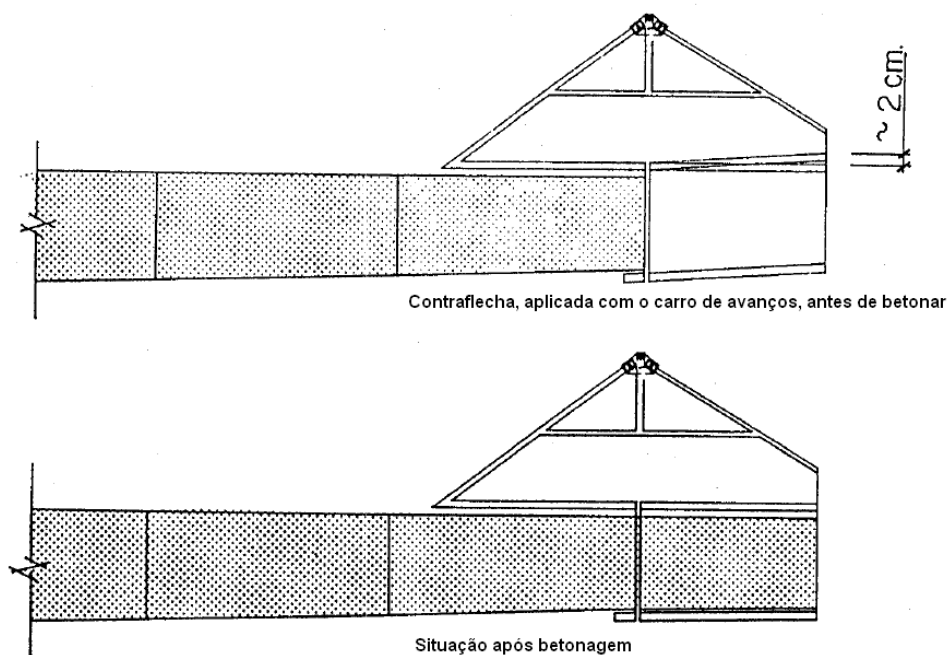


Fig.3.78. – Procedimento tipo de aplicação de contra-flechas, na construção por avanços sucessivos.
Fonte: adaptado Fadón, Herrero (1995).

Já na construção com aduelas pré-fabricadas, a definição geométrica tem de ser alcançada na fase de pré-fabricação. As correcções geométricas possíveis na fase construtiva são muito mais reduzidas que na betonagem *in-situ* e exigem processos tecnologicamente mais complexos.

No processo de construção das consolas é necessário realizar alguns ajustes geométricos na estrutura para que se alcance os requisitos geométricos finais, como referido em 3.2.1.

O primeiro controlo necessário consiste na orientação da aduela 0. A aduela sobre o pilar é, normalmente aplicada sobre um dispositivo que permite a sua correcta orientação. O dispositivo é

constituído por 4 macacos hidráulicos verticais (e.g. 200 toneladas/unidade) e horizontais (e.g. 25 toneladas/unidade) (Figura 3.79.).

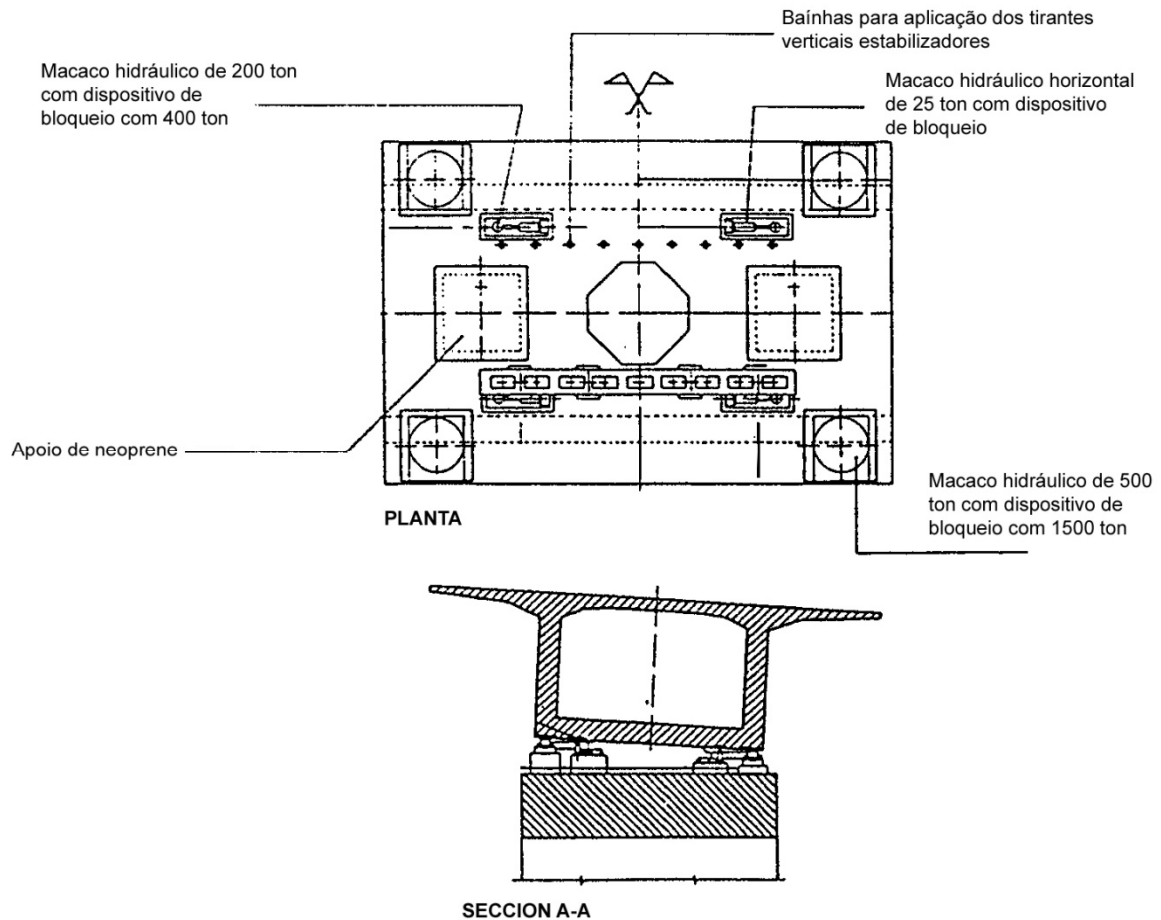


Fig.3.79. – Esquemática do dispositivo de controlo geométrico das consolas.
Fonte: Adaptado (Fadón, 1995).

A colocação da aduela 0 não corresponde ao único ajuste geométrico que se procede na construção das consolas. A medida que construção progride, aumentando o comprimento das consolas, consegue-se um sistema de referência e controlo mais preciso, sendo portanto tipicamente após o segundo par de aduelas colocadas realizados novamente correcções geométricas (ou seja com sensivelmente 15 metros de superestrutura no total). Importa referir que naturalmente, quanto melhor tiver sido orientada a aduela 0 menores serão os movimentos necessários de reorientação nesta fase, tornando-se o processo construtivo mais célere.

Os processos de reorientação mencionados dividem-se em alçado e em planta. A reorientação em alçado (em inclinação e perfil longitudinal) faz-se com recurso aos 4 macacos verticais que estão localizados debaixo da aduela 0. A reorientação em planta procede-se através dos 4 macacos horizontais, que acompanham os anteriores. O único erro de posicionamento que não se pode corrigir corresponde aos deslocamentos no sentido longitudinal da ponte, assim sendo, é nesta orientação que se deve procurar obter maior precisão na colocação da aduela 0 (Fadón, 1995; Mathivat, 1980).

De seguida troca-se este dispositivo para outro constituído também por 4 macacos, contudo apenas verticais, de maior força (e.g. 500 tonelada/cada) que se situam debaixo das almas do primeiro par de aduelas instalado (Figura 3.80.).

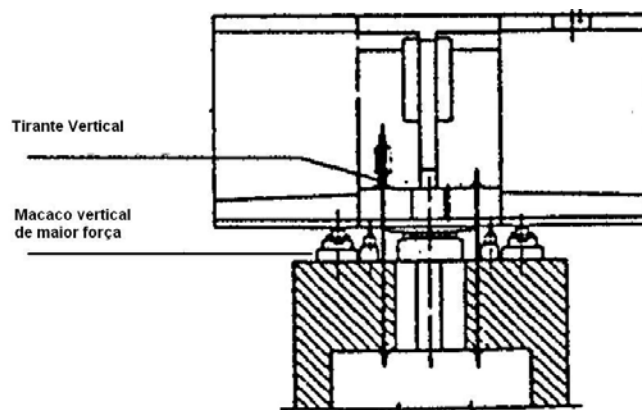


Fig.3.80. – Vista em corte longitudinal, com pormenor do conjunto de macacos hidráulicos.
Fonte: Adaptado (Fadón, 1995).

Se necessário poderá ser reorientada toda a estrutura com as consolas já finalizadas, antes do processo de betonagem da junta de fecho. O nível de precisão exigido no alinhamento entre duas consolas é muito elevado. Se o pré-esforço de continuidade for interior o desvio terá de ser quase nulo, caso contrário geram-se esforços que podem por em causa o correcto comportamento da estrutura. Se o pré-esforço de continuidade for exterior, o nível de precisão terá de ser tipicamente inferior a 2cm.

As operações de reorientação das consolas completas são similares às operações efectuadas com as consolas com menos aduelas, contudo são executadas com recurso a macacos hidráulicos com maior força, localizados sob o primeiro par de aduelas anexado à aduela 0 (Figura 3.80.). Estes apenas permitem realizar ajustes em alçado (translações verticais e rotações segundo os eixos transversal e longitudinal). Para efectuar ajustes em planta (translação horizontal transversal e rotação segundo o eixo vertical) é necessário recorrer aos macacos situados na parte inferior à aduela 0, possuidores de menos força, sendo necessário para tal que o tabuleiro se apoie novamente nestes.

Recorre-se nesta fase ao seu sistema de bloqueio mecânico pois a sua capacidade hidráulica está excedida pelo peso do tabuleiro. Este consiste num sistema de segurança que fixa a superestrutura ao topo do pilar.

Os pequenos macacos horizontais permitem efectuar os ajustes necessários. Dado ao grande peso que se movimenta nessa fase e devido à necessidade de se ter de retirar os tirantes verticais de bloqueio da aduela 0 ao pilar, esta operação implica grandes riscos e deve, no geral, ser evitada através de uma boa reorientação das consolas na fase em que existem menos aduelas instaladas. Esta operação deve naturalmente ser acompanhada por um engenheiro com competência e experiência suficiente neste campo.

Os valores dos ajustes necessários efectuar na construção da superestrutura são obtidos através do cálculo da diferença existente entre as coordenadas topográficas reais e as teóricas dos pontos das extremidades das consolas e da inclinação da aduela 0. As coordenadas teóricas dos pontos em causa calculam-se através dos dados provenientes do controlo geométrico realizados durante a pré-fabricação das aduelas.

Os aparelhos de apoio definitivos encontram-se debaixo da aduela 0 (Figura 3.80.). Na fase construtiva estes encontram-se alguns centímetros abaixo do tabuleiro. Quando as consolas são concluídas e após se ter procedido à continuidade com o tabuleiro anterior é injectada calda de cimento, nos referidos apoios definitivos. Posteriormente podem baixar-se os macacos que suportam o tabuleiro, ficando este em contacto com apoios definitivos (Fadón, 1995).

Por vezes, para resolver problemas geométricos da superestrutura pode recorrer-se a métodos muito práticos. Um exemplo aplicado por algumas construtoras consiste na aplicação de contrapesos na extremidade da consola, por exemplo como se esquematiza na Figura 3.81, de forma a impor uma determinada deformada na superestrutura.

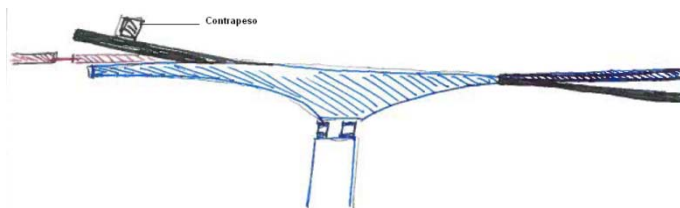


Fig.3.81. – Esquematização de um processo de correcções geométrica, com recurso a um contra-peso.

Dispositivos de estabilização da superestrutura na fase construtiva

Outro aspecto relativo a este método construtivo que importa referir consiste nos dispositivos a que tipicamente se recorre para estabilizar a superestrutura na fase construtiva. Durante o procedimento construtivo geram-se momentos desequilibradores devido por exemplo à colocação sucessiva das aduelas frontais antes das suas homólogas dorsais, às reacções desequilibradores da lançadeira, ao vento e às sobrecargas resultantes da obra. Esses momentos gerados são suportados pelo par de macacos solicitado (à compressão) e pelo sistema de tirantes verticais aplicados na aduela 0 (e.g. dois pares de 9 tirantes de 100 ton/cada) (Fig. 3.80).

Importa referir que esta situação construtiva exige cuidados especiais no dimensionamento. A introdução dos tirantes verticais na aduela 0 obriga a dimensionar uma aduela com uma laje inferior com espessura adicional e convenientemente reforçada com armadura passiva. Também o esforço cortante entre a aduela 0 (onde se introduzem os tirantes verticais) e o par de aduelas que se apoiam sobre os macacos finais exigem um cuidado dimensionamento, que em muito passa pelo correcto dimensionamento do pré-esforço longitudinal.

Em situações de elevada exigência poderá ser necessário estabilizar a estrutura em T com elementos adicionais com o intuito de obter um coeficiente de segurança que cumpra os requisitos definidos. Uma solução poderá consistir na construção de uma torre temporária (Figura 3.82. e 3.83.), sendo no topo da torre instalados macacos verticais e um sistema de tirantes que conferem segurança relativamente a um potencial desequilíbrio da estrutura nos dois sentidos. Outra solução poderá consistir na construção de uma consola metálica encastrada no pilar (Figura 3.84.) equipada com um macaco vertical e um sistema de tirantes (Fadón, 1995; Shengfa *et al.*, 2006).

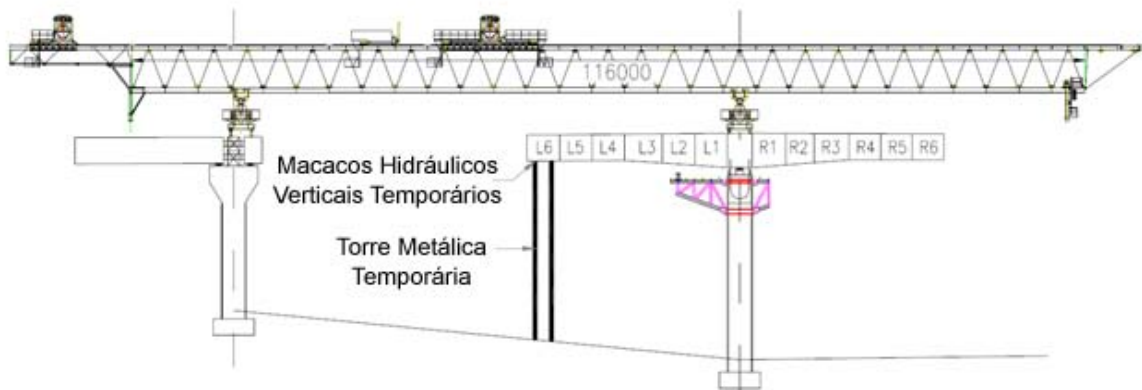


Fig.3.82. – Esquemática da torre metálica estabilizadora.
Fonte: Shengfa *et al.* (2006).

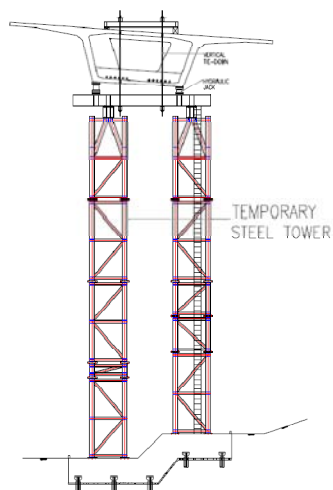


Fig.3.83. – Esquemática de uma torre metálica estabilizadora.
Fonte: Shengfa *et al.* (2006).

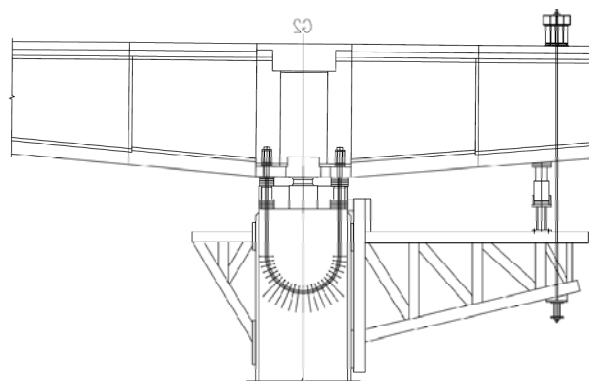


Fig.3.84. – Esquemática de uma consola metálica estabilizadora.
Fonte: Shengfa *et al.* (2006).



Fig.3.85. – Aduela 0 apoiada num dispositivo metálico.
Fonte: Chandra, Donington (2004).

Concretização da aduela de fecho

Para a concretização da junta de fecho exige-se que as consolas estejam convenientemente alinhadas de acordo com o definido no projecto de execução. No geral a correcta colocação da aduela 0 e a reorientação topográfica das consolas com apenas algumas aduelas deve ser suficiente para alcançar a meio vão um erro menor que 2 cm em planta e em alçado, e de 0,5% de erro nas inclinações, para pré-esforço de continuidade exterior.

Se se ultrapassarem estes limites resta realizar a reorientação de todas das consolas completas em alçado, planta e inclinação com os processos já referidos. Os movimentos em alçado e inclinação são muito complicados. Os movimentos em planta acarretam dificuldades pela necessidade de trocar os apoios do tabuleiro dos macacos grandes para os pequenos. Após a verificação do alinhamento entre consolas, procede-se à sua estabilização através de um sistema metálico temporário (Figura 3.86.). Este sistema irá suportar as cofragens e o peso da junta durante a sua betonagem.

A junta de fecho *in-situ* tem tipicamente comprimentos que variam entre 25 cm a 150 cm. A sua betonagem poderá ser utilizada para corrigir um possível erro geométrico no posicionamento horizontal da superestrutura. Esta deverá ser betonada durante as mais baixas temperaturas do dia e não se deve remover esse dispositivo até que o betão da junta adquira resistência suficiente e que os cabos longitudinais de continuidade sejam tensionados. Tipicamente aponta-se para 24 horas entre a betonagem da junta e a aplicação do pré-esforço de continuidade.

Deve ser realizado um novo controlo geométrico da consola completa a jusante do pilar anterior, após o fecho do vão anterior através da junta betonada *in-situ*. Essa medida é importante para determinar correctamente as novas coordenadas topográficas dessa mesma consola. Só depois deste processo é que estão reunidas as condições para definir o posicionamento da aduela 0 do pilar seguinte (VSL Internacional; FDOT, 2005; Shengfa *et al.*, 2006; Fadón, 1995; Combault, 2004; Bowmaker, Van Der Wal, 2006).

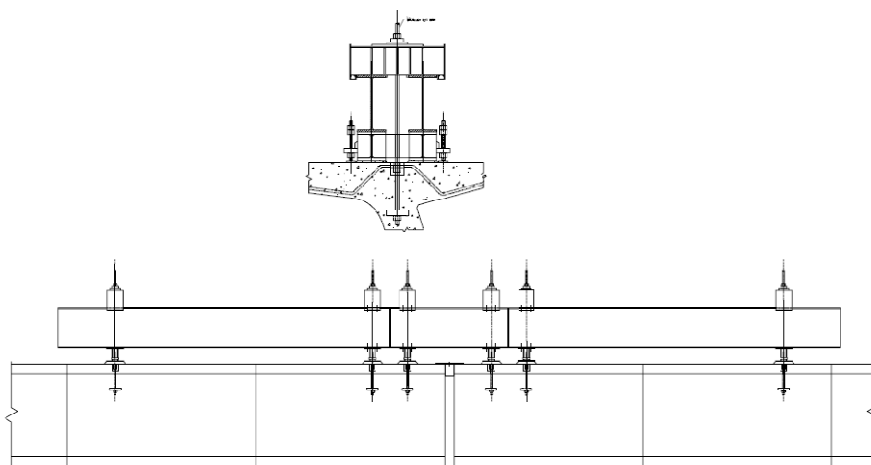


Fig.3.86. – Sistema de fecho da junta entre os tabuleiros em consola.
Fonte: Shengfa *et al.* (2006).

Pré-esforço longitudinal

Por fim interessa referir a aspectos relacionados com a aplicação do pré-esforço longitudinal numa ponte construída por avanços sucessivos simétricos. Tipicamente estas estruturas necessitam apenas de dois grupos de cabos de pré-esforço:

- Os cabos aplicados na fase de avanços sucessivos, que possibilitam a assemblagem das aduelas à medida que vão sendo colocadas;
- Os cabos de continuidade, que conferem rigidez estrutural a todo o tabuleiro.

A solução mais utilizada actualmente neste método construtivo consiste na combinação de pré-esforço interior e exterior. O pré-esforço interior é dimensionado para suportar os tramos em consola (o seu peso próprio e as cargas variáveis construtivas). Após a finalização da estrutura é aplicado um sistema de cabos de pré-esforço exterior com o objectivo de aumentar a capacidade resistente da estrutura e conferir continuidade à estrutura (Figura 3.87.).

No que diz respeito ao primeiro grupo de cabos é corrente recorrer-se a tirantes temporários para pré-esforçar as várias aduelas à medida que vão sendo assembladas, sendo apenas mais tarde aplicado o pré-esforço permanente. É prática corrente fixar duas ou três aduelas com tirantes e só depois aplicar o pré-esforço permanente. Com este procedimento, o processo construtivo fica mais rápido. Na Figura 3.88. apresenta-se uma sequência de construção de avanços sucessivos simétricos, para o viaduto STAR Light Railway em Kuala Lumpur. O comprimento das aduelas era de 2.7 metros. Estas eram fixadas por tirantes até à instalação do pré-esforço definitivo, de maneira optimizada por forma a causar o menor distúrbio possível na rodovia que transpunha. As aduelas podiam ser assembladas durante a noite sobre a estrada cortada, ficando a aplicação do pré-esforço permanente para ser efectuada durante dia, com a estrada aberta novamente (Raiss, 2004).

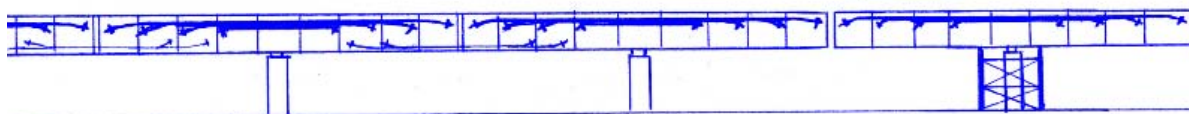


Fig.3.87. – Esquematização do traçado do pré-esforço.

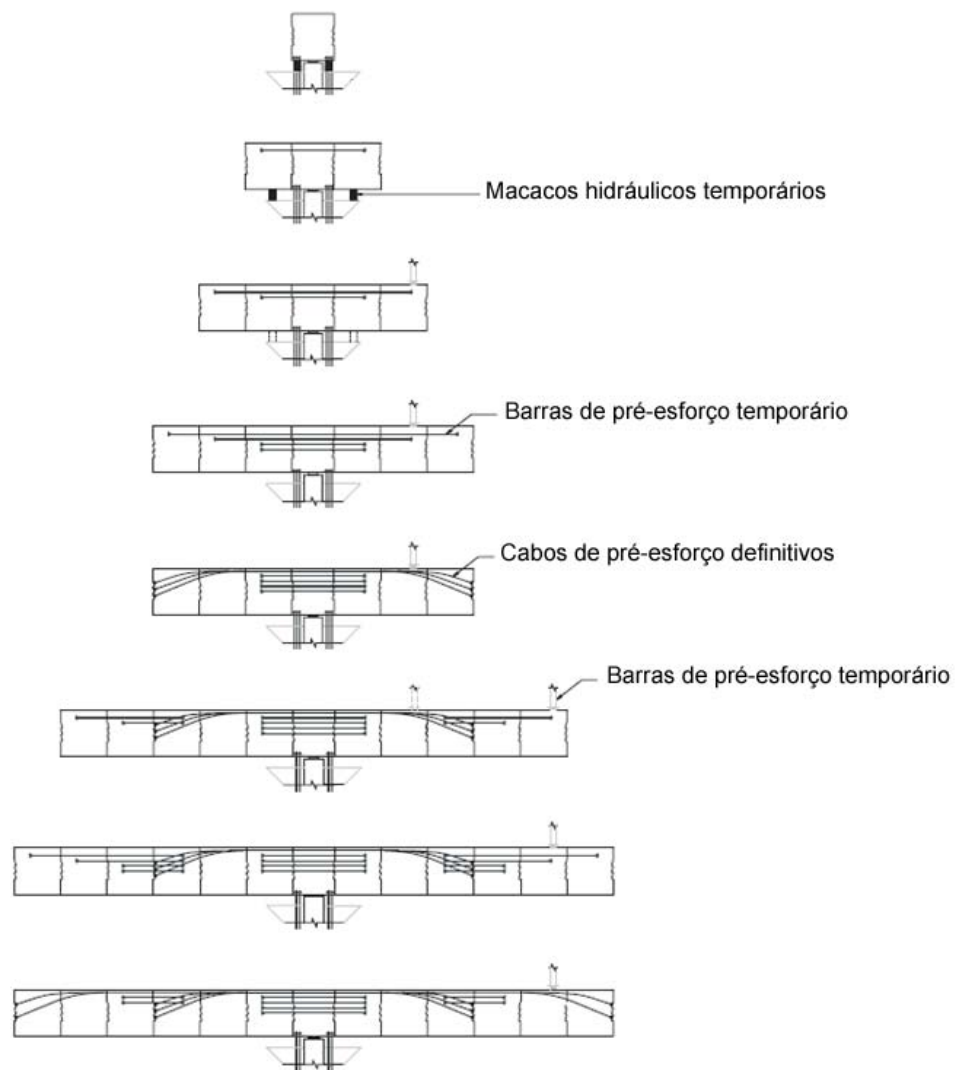


Fig.3.88. – Combinação de pré-esforço temporário e permanente na construção por consola (STAR Light Railway - Kuala Lumpur).
Fonte: Raiss (2004).

3.8.1.2. Vantagens e desvantagens

As vantagens associadas a este equipamento construtivo são (Thorburn, Meyer, 2006; Trayner, 2006):

- Adaptabilidade a alinhamentos com curvaturas (horizontais e verticais) e inclinações exigentes;
- Lançadeira tipicamente mais leve e de instalação mais económica em comparação com as utilizadas na construção tramo a tramo;
- Elevada velocidade de construção, podem ser instaladas 6 pares de aduelas por dia (valor apresentado pela VSL Internacional Ltd. e Ferrovial S.A.);
- Na fase construtiva, aquando da instalação das aduelas, as acções são directamente transmitidas aos pilares. Contudo, na fase de avanço da lançadeira tal já não se verifica.

As desvantagens são (Thorburn, Meyer, 2006):

- Investimento de capital relativamente elevado na aquisição da lançadeira. Contudo esse elevado investimento pode ser recuperado através da sua aplicação em longas e repetitivas estruturas bem como através de uma cuidada consideração e dimensionamento do equipamento, procurando assegurar que este seja flexível ao ponto de ser usado em mais de um projecto. Não é de todo incomum ver uma lançadeira correctamente dimensionada ser utilizada em vários projectos;
- O equipamento é relativamente complexo e requer mão-de-obra qualificada e experiente para o manobrar de forma segura e eficiente.

3.8.2. ELEVAÇÃO POR GRUA

3.8.2.1. Procedimento construtivo

Consiste na elevação e lançamento das aduelas de um e de outro lado do pilar utilizando uma grua (Figura 3.89.). O procedimento construtivo segue as linhas gerais apresentadas em 3.8.1.1.



Fig.3.89. – Instalação de aduelas com recurso a uma grua, Lai Chi Kok Viaduct – Hong Kong.
Fonte: (VSL Internacioanl).

3.8.2.2. Vantagens e desvantagens

Este método apresenta como vantagens (Thorburn, Meyer, 2006):

- Baixo capital de investimento (gruas são facilmente alugadas ou têm um elevado valor de revenda);
- As gruas podem ser utilizadas para executar outras actividades;
- Grande flexibilidade associada a razoáveis velocidades de construção (dois a três pares de aduelas por turno, dependendo das circunstâncias);
- Possibilidade de operar em várias frentes de trabalho.

No que diz respeito a desvantagens:

- Solução condicionada pela dimensão e peso das aduelas, pela altura da superestrutura, acessibilidade e condições do local.

3.8.3. ELEVAÇÃO COM RECURSO A GUINCHO

3.8.3.1. Procedimento construtivo

Consiste na utilização de um guincho de elevação suportado por um pequeno par de vigas de lançamento, ancorado sobre a parte do tabuleiro já construído. O dispositivo de elevação vai sendo posicionado na extremidade da consola à medida que esta é construída (Figuras 3.90. e 3.91). Após concluída uma consola, este dispositivo necessita de ser recolocado de pilar em pilar, por exemplo através de uma grua. Os restantes aspectos relacionados com o procedimento construtivo seguem as linhas do apresentado em 3.8.1.1.

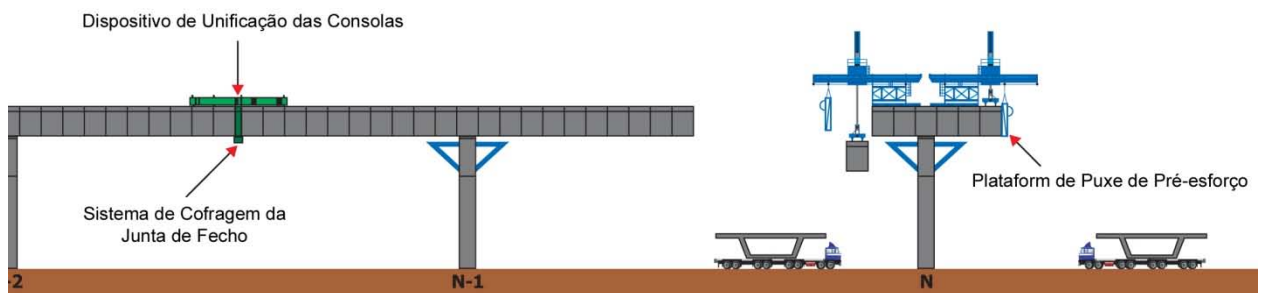


Fig.3.90. – Esquemática do processo construtivo com recurso a guinchos de elevação.
Fonte: adaptado (VSL Internacional).



Fig.3.91. – Construção com guincho de elevação, Hong Kong Shenzhen Corridor Project.
Fonte: (VSL Internacional).

3.8.3.2. Vantagens e desvantagens

Este sistema tem como vantagens (Thorburn, Meyer, 2006):

- Simplicidade de operação;
- Económico;
- Baixo peso do equipamento;

- Possibilidade do dispositivo de elevação ser facilmente adaptado para possibilitar maiores factores de segurança.

As desvantagens resultantes da utilização deste procedimento construtivo são (Thorburn, Meyer, 2006):

- Necessidade de recolocar o dispositivo de pilar em pilar através de uma grua;
- O funcionamento do sistema resulta numa carga adicional temporária na extremidade da consola, precisamente onde produz efeitos mais prejudiciais;
- Requer um considerável espaço para a sua instalação na superestrutura, o que pode causar problemas no início da construção desta;
- Necessita de equipamentos auxiliares para a instalação da aduela 0;
- A admissão das aduelas, mesmo com os modernos equipamentos, tem de se processar nas proximidades da consola em construção.

3.9. PROCEDIMENTOS CONSTRUTIVOS ESPECÍFICOS DE CONSTRUÇÃO COM RECURSO A TIRANTES

3.9.1. TIRANTES DEFINITIVOS

3.9.1.1. Procedimento construtivo

A construção da superestrutura inicia-se com a construção da torre de suporte dos tirantes, e numa filosofia de avanços sucessivos, cada aduela vai sendo colocada em ambos os lados e suportada de imediato pelos tirantes (Figura 3.92.). Este procedimento possibilita o dimensionamento de secções de tabuleiros mais reduzidas, na medida em que o pré-esforço é aplicado externamente.



Fig.3.92. – Tabuleiro com tirantes definitivos.
Fonte: (VSL Internacional).

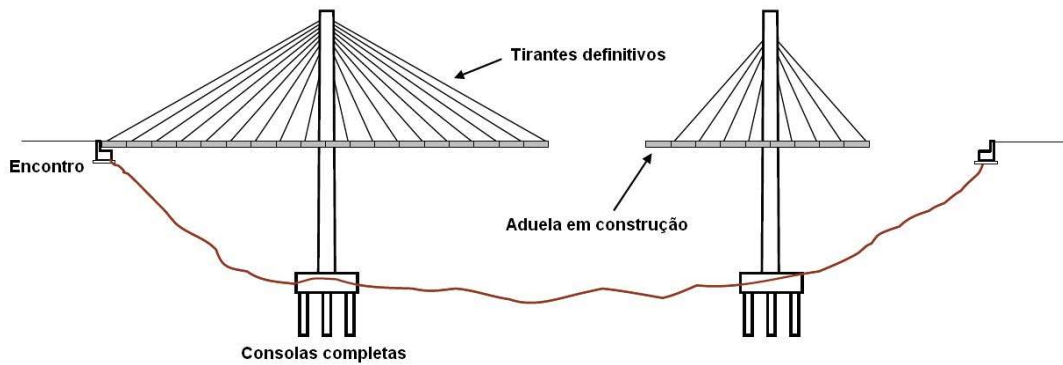


Fig.3.93. – Esquemática do processo de construção de uma ponte atirantada.
Fonte: Veletz (2007).

3.9.1.2. Vantagens e desvantagens

Permite vencer grandes vãos com um tabuleiro de secção reduzida.

3.9.2. TIRANTES PROVISÓRIOS

3.9.2.1. Procedimento construtivo

O procedimento construtivo consiste na instalação sequencial de aduelas, a partir de um encontro até a outra extremidade da obra. Estas vão sendo suspensas, através de uma torre e de um sistema de cabos de suspensão, ambos provisórios (Figura 3.94.). O primeiro tramo é geralmente construído com recurso a cimbra ao solo, mas também poderá ser construído com recurso a tirantes temporários aplicados na parte atrás do encontro. Logo que um novo tramo está concluído, a instalação do pré-esforço final é progressivamente feita à medida que a construção do seguinte vão se inicia pelo método de avanços sucessivos em consola.

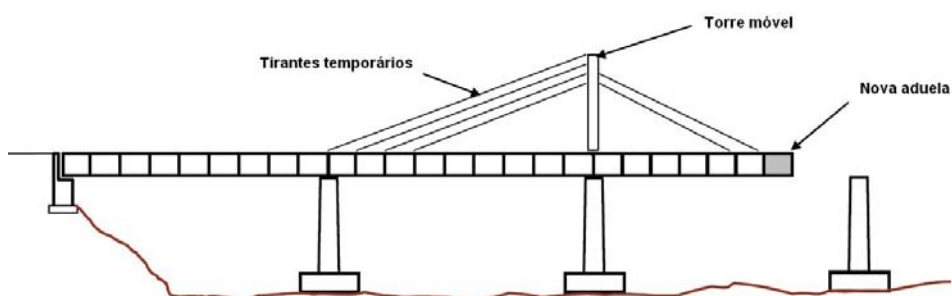


Fig.3.94. – Esquemática do processo construtivo com recurso a tirantes provisórios.
Fonte: Veletz (2007).

Durante esta curta fase, os tirantes são removidos e a torre é posicionada sobre o novo pilar, sendo possível descrever o procedimento construtivo da seguinte forma:

- Transporte sobre o tabuleiro já construído ou içando cada nova aduela até à extremidade da consola em construção, seguindo-se a sua respectiva colocação com dispositivos adequados;
- O novo segmento, após se encontrar na posição final, é assemblado temporariamente com tirantes;

- O dispositivo de colocação de aduelas é deslocado para o novo ponto extremo da consola;
- O correspondente par de tirantes é colocado e tensionado de forma a equilibrar o peso do novo segmento.

A partir do momento em que a aplicação do pré-esforço no tramo completo se inicia, a estrutura fica preparada para a construção das primeiras aduelas do vão seguinte.

No presente método, a estabilidade estrutural do tabuleiro durante a construção, provisão e colocação dos segmentos é essencialmente conferida pelo sistema de tirantes provisórios. Assim, é apenas necessário aplicar pré-esforço após um vão estar completo. Isto significa que os cabos de pré-esforço apenas necessitam de ser ancorados nos diafragmas das aduelas sobre os pilares, decorrendo desta situação uma maior facilidade de transferência dos esforços para os apoios do tabuleiro sobre os pilares (Figura 3.95.) (Combault, 2004).

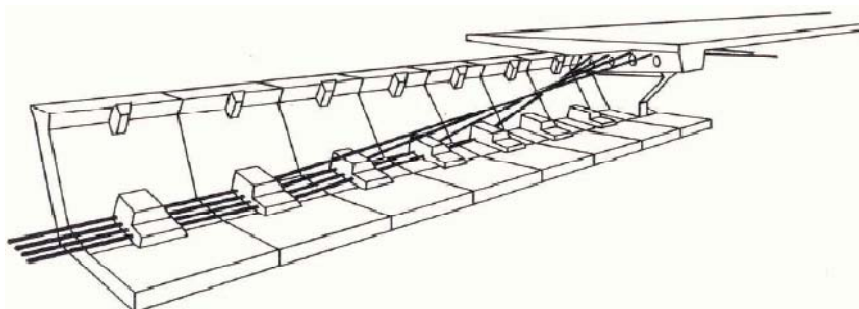


Fig.3.95. – Disposição exemplo da aplicação de um sistema de pré-esforço exterior, viaduto Vallon des Fleurs - França.
Fonte: (Combault, 2004).

3.9.2.2. Vantagens e desvantagens

Este método construtivo acarreta menos custos, no que ao pré-esforço diz respeito, comparativamente ao método avanços sucessivos. Embora este método esteja limitado a vãos de aproximadamente 55 metros, permite a construção de tabuleiros (qualquer que seja o seu perfil ou traçado) em zonas sensíveis, com vários tipos de condicionalismos, recorrendo a equipamentos leves/simples. Esta tecnologia construtiva apresenta elevados padrões de segurança, concretamente no manuseamento dos materiais, componentes construtivos e movimentação do pessoal (Combault, 2004).

3.10. EQUIPAMENTOS CONSTRUTIVOS

Neste subcapítulo dar-se-á especial atenção a aspectos relativos às lançadeiras de aduelas tipicamente usadas na construção tramo a tramo e por avanços sucessivos.

O projecto de execução de uma lançadeira, tal como o de qualquer outra estrutura, é constituído por documentos escritos e peças desenhadas. Estes documentos são essenciais para o empreiteiro conhecer e compreender o equipamento.

Na construção tramo a tramo por betonagem *in-situ* é crucial definir o plano de contra-flechas que tenha em conta também a deformação do equipamento. A contra-flecha é posteriormente introduzida na cofragem do tramo.

Na construção por aduelas pré-fabricadas esse aspecto não adquire tanta importância. Este assunto será de abordado de seguida.

Dimensionamento de lançadeiras e cimbres

No presente subcapítulo apresentam-se considerações e critérios para o dimensionamento, a utilizar na fase de concepção e execução das lançadeiras.

O dimensionamento e concepção de uma lançadeira devem ser efectuados em coordenação com a entidade construtora, projectistas do sistema óleo-hidráulico e projectistas da obra-de-arte. Só desta forma é possível conceber um equipamento altamente funcional que garanta elevados rendimentos de trabalho e com um elevado nível de segurança.

Crítérios de dimensionamento

Existem duas fases fundamentais para a definição e quantificação de acções actuantes numa lançadeira: a fase de avanço e a fase de instalação das aduelas.

Na fase de avanço consideram-se as acções permanentes e acções variáveis. As principais acções permanentes a considerar nesta fase são os pesos próprios da lançadeira e das plataformas auxiliares e ligações. As acções variáveis consideradas nesta fase são uma sobrecarga construtiva que contempla a probabilidade de existir algum equipamento ou material sobre a lançadeira, e a velocidade do vento. Este não é normalmente contemplado durante o avanço, como força actuante sobre a estrutura (André, 2004).

Na fase de instalação de aduelas, são avaliadas as acções permanentes enunciadas para a fase de avanço, e as acções variáveis do vento e sobrecarga.

O dimensionamento da lançadeira, para operar tramo a tramo, prende-se sobretudo na consideração de dois aspectos técnicos. Na fase de construção, com todo o tramo suspenso pela lançadeira, esta suporta cargas elevadas que geralmente variam entre 800 ton (vão de 40 metros) e 1500 ton (vãos de 60 metros). Importa também analisar também a capacidade de elevação da lançadeira (Figura 3.96.).

Na fase de total de carregamento, a flecha a meio vão, depende naturalmente da situação em concreto, contudo pode-se apontar valores típicos da ordem dos 5 a 8 cm. Para vencer vãos de 40 a 60 metros recorre-se, geralmente, a lançadeiras entre 85 a 120 metros.

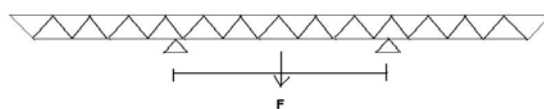


Fig.3.96. – Capacidade de carga total e capacidade de elevação.

Na fase de avanço, uma característica importante a reter é a sua deformada em consola (Figura 3.97.). Terá de se garantir que a extremidade da consola alcança o pilar seguinte de forma correcta. Deverão ser consideradas as variações de esforços nos elementos originadas pelas várias posições da lançadeira durante o avanço.

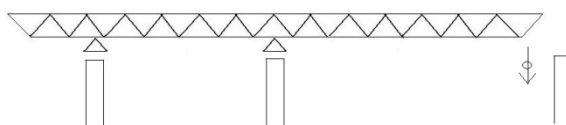


Fig.3.97. – Deformada da consola da lançadeira.

Para as lançadeiras projectadas para a construção por avanços sucessivos, as principais características a reter e a ter em conta no dimensionamento do equipamento e da superestrutura consistem, genericamente, nas seguintes etapas:

- Fase de avanço da lançadeira (Figura 3.98.);

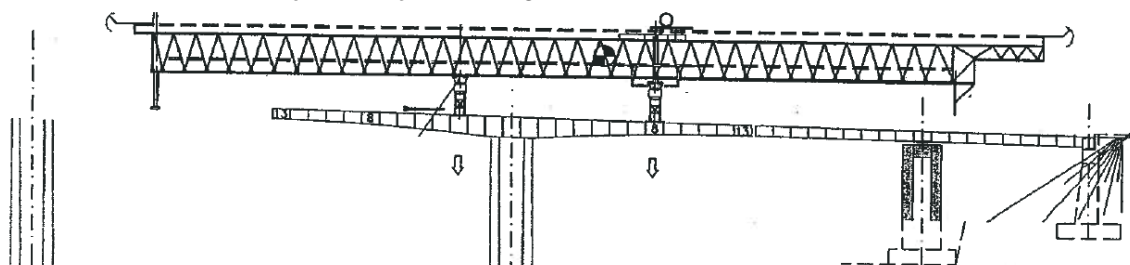


Fig.3.98. – Fase de avanço, com a lançadeira em consola.

- Fase de colocação da aduela 0 (Figura 3.99.);

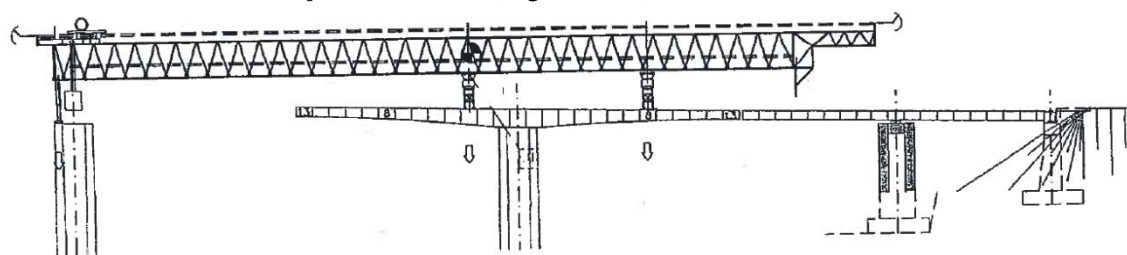


Fig.3.99. – Fase de colocação da aduela 0.

- Fase de colocação de aduelas na frente da consola (Figura 3.100);

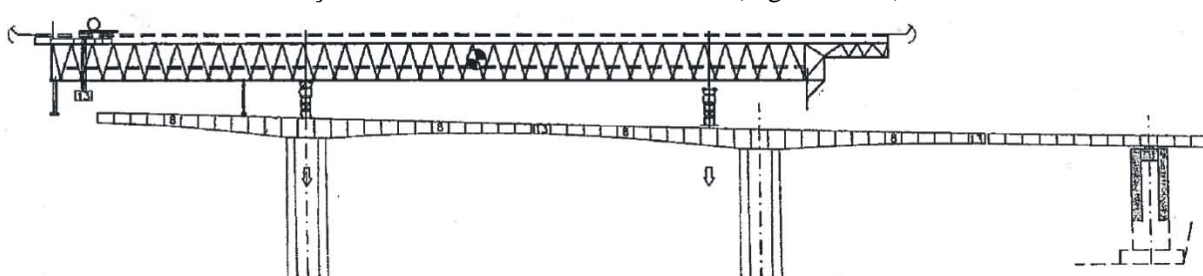


Fig.3.100. – Fase de colocação de aduelas na frente da consola.

Implicações das deformações das lançadeiras no controlo geométrico

Em estado limite de serviço, no dimensionamento de uma lançadeira corrente, para além das verificações de segurança à resistência em estado limite último, são avaliados os estados limite de serviço, que no caso de uma estrutura em aço se traduz apenas no estado limite de deformação.

As lançadeiras não têm de ser dimensionadas de forma a verificar um limite regulamentar de deformações devido à forma como o processo de colocação de aduelas se realiza.

Na construção por aduelas betonadas *in-situ*, com recurso a cimbra auto-lançável, a deformação deste tem de ser analisada para uma correcta definição do plano de contra-flechas a impor no sistema de cofragem.

Já na construção por aduelas pré-fabricadas, por exemplo no método tramo a tramo, após as aduelas estarem todas suspensas pela lançadeira, esta apresenta uma determinada deformada. Contudo, com recurso a macacos hidráulicos aplicados nos tirantes é possível ajustar o posicionamento das aduelas, sem ser necessário efectuar cálculos prévios acerca da possível deformada da lançadeira. Apenas é necessário um rigoroso controlo geométrico na fase de posicionamento de todas as aduelas.

Assim conclui-se que, como referido em 3.2, é necessário apenas considerar, no estudo do plano de contra-flechas, os esforços produzidos pela lançadeira na estrutura, na fase construtiva.

3.11. ESTRUTURA DE CUSTOS

O custo total associado à construção de uma ponte de betão armado pode ser sistematizado da seguinte forma (Menn, 1990):

- Mobilização dos recursos;
- Estrutura (fundações, subestrutura, superestrutura);
- Acessórios;
- Projectos e gestão de obra.

Abordando-se especificamente a construção de uma superestrutura com aduelas pré-fabricadas pode-se agrupar as várias despesas da seguinte forma:

- Pré-fabricação das aduelas;
- Armazenamento;
- Instalação/Assemblagem.

Pré-fabricação

- Preparação do terreno de implantação do parque de pré-fabricação. Exige mão-de-obra e equipamentos para as terraplanagens e consolidação do solo. Este último procedimento é particularmente importante se o processo de fabricação de aduelas adoptado for a linha longa de fabrico, pela razão referida em 3.1.4.2;
- Edificação do recinto coberto de fabricação (tipicamente estruturas metálicas);
- Dispositivos de pré-fabricação, número e tipo (células de pré-fabricação ou mesa de betonagem, formas metálicas especiais dotadas de mecanismos hidráulicos de montagem e desforma);
- Materiais: betão (auto-compactável e com resistência à compressão tipicamente entre 40 MPa a 60 MPa) e armadura passiva (esta última tipicamente em menor quantidade do que a aplicada nas aduelas betonadas *in-situ*);
- Maquinaria para montagem das armaduras (Figura 3.101.);
- Equipamentos para movimentar as aduelas, geralmente pórticos rolantes (Figura 3.102.) com capacidade exigida entre as 80 ton e as 150 ton e veículos adaptados para o transporte de aduelas;
- Sistema de controlo geométrico (torres de controlo, meios informáticos, operadores qualificados);
- Mão-de-obra qualificada.

Armazenamento

- Dimensões do terreno (Figura 3.103.);
- Preparação do terreno;
- Dispositivos de apoio das aduelas (uma camada, duas camadas);
- Equipamentos para movimentação das aduelas no parque de armazenamento e para o local da obra (Gruas, Veículos, Pórticos rolantes) (Figura 3.104.);
- Mão-de-obra.



Fig.3.101. – Colocação da armadura passiva constituinte de uma aduela.
Fonte: Saito, Homma, (2004)



Fig.3.102. – Pórticos rolantes.
Fonte: Kant, Rajiv, (2004)



Fig.3.103. – Vista Geral de um parque de pré-fabricação e armazenamento de aduelas.
Fonte: Brockmann, Rogenhofer, (2002)



Fig.3.104. – Veículos de transporte de aduelas.
Fonte: Kant, Rajiv, (2004)

Instalação/Assemblagem

- Meios para colocação das aduelas;
- Equipamento de instalação das aduelas (lançadeira, grua, cimbra, guincho de elevação), nível de sofisticação (autoportantes, com movimento assistido);
- Na construção por avanços sucessivos são necessários elementos estabilizadores, como referido em 3.8.1.1.
- Tirantes provisórios;
- Pré-esforço longitudinal (quantidade superior à habitualmente aplicada com aduelas *in-situ*)
- Pré-esforço interior e/ou exterior;
- Equipamento para instalação do pré-esforço;
- Produção e aplicação da resina epoxi nas juntas (se assim determinado);
- Mão-de-obra, variável conforme o nível de automação do processo construtivo, da necessidade de aplicação de resinas, etc.

4

SEGURANÇA E COMPORTAMENTO ESTRUTURAL – ASPECTOS DE CÁLCULO E DIMENSIONAMENTO

4.1. DIMENSIONAMENTO LONGITUDINAL

4.1.1. MÉTODOS DE ANÁLISE

No contexto do processo de dimensionamento longitudinal de pontes constituídas por aduelas pré-fabricadas serão apresentados os vários métodos de análise existentes e as respectivas aplicabilidades nesse processo.

4.1.1.1. Análise elástica

O método de análise elástica é indicado para a análise estrutural da superestrutura em serviço. Em condições de serviço toda a superestrutura encontra-se comprimida, como tal os esforços e reacções podem ser calculados tendo por base um comportamento elástico desta.

Contudo, na prática é possível proceder a verificações em estado limite último através de análises seccionais, contudo apenas em superestruturas exclusivamente com pré-esforço interior aderente. Tal verifica-se pelo facto de, em serviço, se impor elevadas tensões de compressão residual. Assim sendo, a abertura das juntas é relativamente bem controlada, especialmente para uma solução de pré-esforço interior, na qual à medida que a junta se vai abrindo gera-se um incremento tensão localizado nos cabos, sendo aceitável elaborar uma análise seccional para a verificação à segurança. Numa superestrutura com pré-esforço exterior uma análise elástica não é suficiente.

4.1.1.2. Análise plástica

O processo de análise plástica consiste na estimativa da capacidade estrutural mediante a consideração de rótulas plásticas, não possibilitando, contudo, a determinação precisa da flecha que se verifica na estrutura.

Quando se atinge o estado limite último, as juntas abrem-se, a estrutura perde drasticamente rigidez e alcança uma flecha considerável. Numa ponte pré-esforçada externamente, as deformações não se transmitem directamente aos cabos, acontecendo apenas um incremento das suas extensões entre pontos fixos. Esse incremento de tensão nos cabos é de difícil quantificação. Assim sendo, a distribuição das forças na estrutura depende muito das deformações globais da estrutura na medida em que as deformações produzem variações nas tensões dos cabos que não podem ser analisadas secção a secção.

Num tramo contínuo, o mecanismo de colapso corresponde à constituição de três rótulas plásticas (Figura 4.1.). A deformação é essencialmente concentrada na abertura de algumas juntas, em oposição à fissuração distribuída nas pontes betonadas *in-situ*.

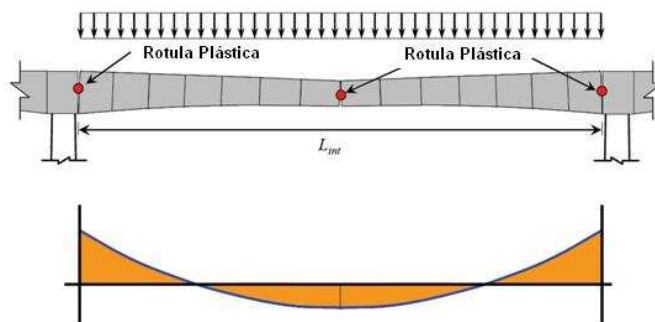


Fig.4.1. – Mecanismos de colapso plástico.

O processo de análise à flexão de um tramo contínuo, por uma análise plástica, passa pela consideração de que as secções sobre os pilares plastificam-se (Figura 4.2.).

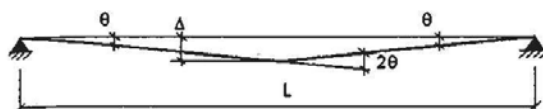


Fig.4.2. – Esquematização do mecanismo plástico.

Onde:

$$\theta = \chi \cdot h \quad (4.1)$$

θ : Capacidade de rotação da secção a meio vão

h : Altura da secção a meio vão;

χ : Curvatura permitida pela secção;

$$\chi = \frac{\varepsilon_c}{x} \quad (4.2)$$

Onde:

x : Distância da fibra mais comprimida ao eixo neutro, na secção a meio vão;

ε_c : Extensão de compressão do betão (3,5 ‰);

O cálculo da flecha a meio vão (f) é possível através da seguinte relação:

$$f = \frac{L \cdot \theta}{2} \quad (4.3)$$

Onde:

L : Comprimento total do vão;

O passo seguinte consiste em estimar a extensão nos cabos de pré-esforço exterior.

Através de um modelo plástico poderá se possível estimar os incrementos de tensão nos cabos de pré-esforço a partir da flecha plástica da estrutura. Uma solução aproximada poderá consistir no desenvolvimento de um modelo analítico semelhante ao da figura (Figura 4.3.). Por exemplo, para um

tramo simplesmente apoiado considera-se uma rótula plástica a meio vão. Sendo conhecido o braço, fazendo-se uma suposição sobre a capacidade de rotação a meio vão em estado limite último, pode-se calcular o incremento de tensão nos cabos ($\Delta\sigma_p$).

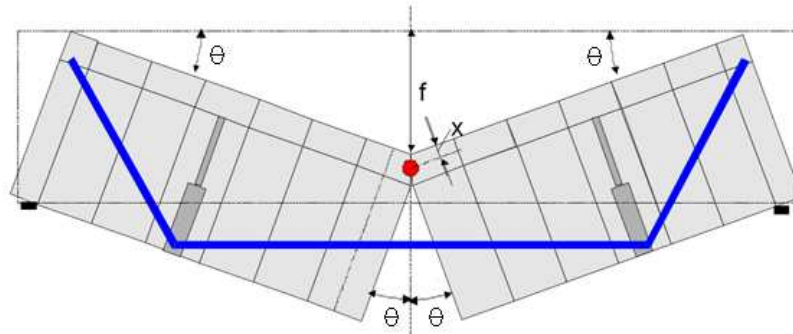


Fig.4.3. – Modelo de análise plástica.

Fonte: adaptado (Rombach ,2002).

$$\Delta\sigma_p = E \cdot \frac{\Delta L}{L_{cabo}} \quad (4.4)$$

Onde:

$\Delta\sigma_p$: Incremento de tensão nos cabos de pré-esforço exterior;

L_{cabo} : Comprimento total do cabo de pré-esforço;

4.1.1.3. Análise não linear com modelação por elementos finitos

O comportamento em fase de pré-rotura de superestruturas com pré-esforço exterior e aduelas pré-fabricadas é claramente não linear, sendo que o seu comportamento não deverá ser analisado com métodos convencionais de análise linear (Rombach, 2002).

O método de análise não-linear com modelação por elementos finitos é vantajoso na medida em que permite considerar com rigor a existência dos cabos de pré-esforço e consequentemente determinar com rigor a capacidade de rotação das juntas (Figuras 4.4, 4.5 e 4.6.). Contudo existem dois problemas com este método relacionados com a complexidade na definição da interacção dos cabos de pré-esforço exterior com a estrutura e na definição do comportamento dos elementos chave nas juntas. Interessa modelar as juntas geometricamente para se poder contabilizar a transmissão de esforços de corte mesmo na situação de juntas abertas. Para além destes aspectos, recomenda-se que este método de análise seja calibrado com ensaios experimentais.

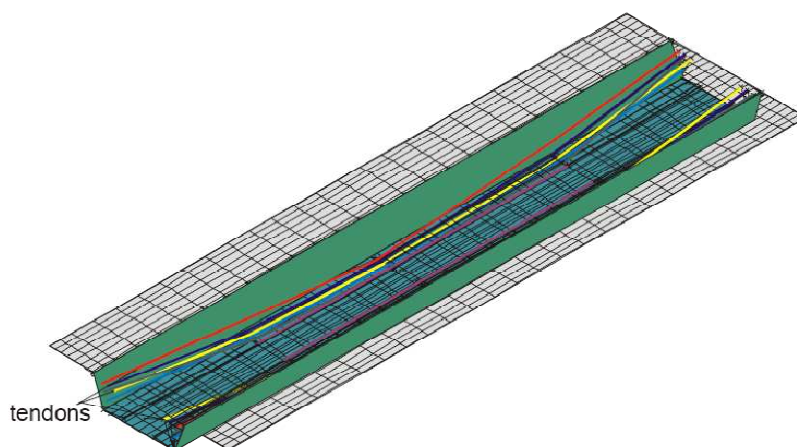


Fig.4.4. – Modelação de um tramo, com pré-esforço exterior, por elementos finitos.

Fonte: Rombach (2002).

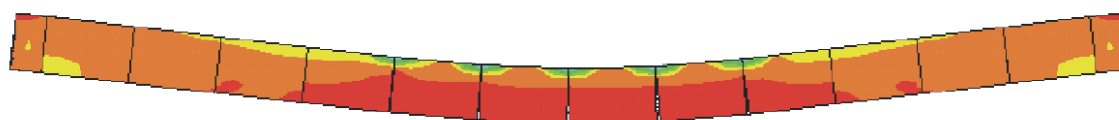


Fig.4.5. – Modelo de elementos finitos - tensões e abertura de juntas.

Fonte: Rombach (2002).

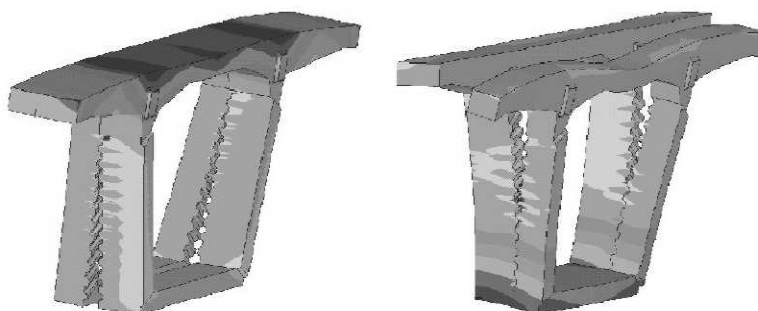


Fig.4.6. – Abertura das juntas devido momentos flexão positivos e negativos.

Fonte: Rombach (2002).

4.1.2. ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO

4.1.2.1. Aspectos de dimensionamento

O princípio geral consiste em verificar se o estado limite de serviço não é ultrapassado durante o funcionamento normal da estrutura. O objectivo desta verificação consiste principalmente em garantir a durabilidade e o correcto comportamento da estrutura em serviço.

Existem algumas diferenças a apontar entre pontes de aduelas betonadas *in-situ* e de aduelas pré-fabricadas no que diz respeito ao estado limite de serviço.

A principal diferença consiste na limitação das tensões normais para evitar a abertura de juntas entre aduelas, na medida em que estas não são atravessadas por armaduras passivas. Esta situação obrigada a que se estabeleçam critérios de tensão muito mais limitativos. Nas pontes de aduelas pré-fabricadas

não se admitem tracções no estado limite de utilização em nenhuma combinação. Os valores de compressão a adoptar indicados na literatura variam ligeiramente. Segundo Rombach, (2002), em condições de serviço a compressão da superestrutura com juntas secas deverá ser no mínimo de 1 MPa. Coderque (2003) indica uma compressão mínima de 0.5 MPa. Segundo Menn, (1990) as juntas deverão apresentar uma tensão residual de compressão entre 0.5 MPa a 1.5 MPa, sob acção das acções permanentes, pré-esforço a tempo “infinito”, cargas variáveis e gradientes térmicos.

A transferência de esforços de corte entre juntas em serviço não oferece grandes dificuldades. É necessário que as juntas possuam chaves de corte. Não existe a necessidade da determinação da área da junta comprimida, essencial para determinar a área da secção que contribui na transferência de esforços de corte, visto que toda a junta está comprimida.

Não existe armadura longitudinal de torção, sendo assim é necessário dimensionar armadura de pré-esforço que absorva as tracções longitudinais que a torção produz.

Por fim, interessa referir a redução dos fenómenos de retracção e fluência na medida em que as aduelas quando são assembledas já apresentam alguma idade. A qualidade da geometria da estrutura é melhorada e a redistribuição de esforços produzida por este fenómeno é mais limitada.

4.1.2.2. Normas e recomendações

Regras relativas ao dimensionamento de pontes com aduelas pré-fabricadas em ENV 1992, ENV 1992-1-3 e ENV 1992-1-5:

- No estado limite de serviço o Eurocódigo não permite a descompressão das juntas não armadas para as combinações frequentes. A parte 1-5 especifica ainda para o caso de cabos de pré-esforço exterior a não descompressão para a combinação de acções característica.

Regras relativas ao dimensionamento de pontes com aduelas pré-fabricadas na norma AASHTO (1998):

- Impõe o uso de juntas com chaves múltiplas em toda a altura das almas das aduelas. Também refere que se deve dispor chaves na laje superior e inferior, podendo ser de apenas um único elemento e de maiores dimensões. Este regulamenta também as dimensões das chaves;
- Para cargas de serviço recomenda valores de tensão de compressão no betão e nas juntas de 0.7 MPa para juntas secas e estado limite de descompressão para juntas epoxi.

4.1.3. ESTADO LIMITE ÚLTIMO

4.1.3.1. Aspectos de dimensionamento

Quando se atinge o ELU as juntas abrem-se, a estrutura perde drasticamente rigidez e alcança uma flecha considerável.

O mecanismo de colapso corresponde à constituição de três rótulas plásticas, num vão contínuo. A deformação é essencialmente concentrada na abertura de algumas juntas.

Devido à considerável importância da abertura das juntas, geralmente pode-se considerar que todas as deformações se concentram nestas e que as restantes aduelas se comportam rigidamente. Através da

consideração da distribuição dos momentos flectores no vão é possível concluir (Figura 4.1.): na proximidade do apoio a variação de momentos é muito rápida (independentemente do traçado do pré-esforço), assim sendo apenas a primeira junta poderá estar consideravelmente aberta, pois a seguinte junta já terá que resistir a um momento flector bastante inferior. Na zona a meio vão a variação dos momentos actuantes é menor, levando a que várias juntas possam abrir. Se existe uma junta precisamente a meio vão, esta poderá abrir e adicionalmente as juntas seguintes de cada um dos lados. Se não existe junta precisamente a meio vão, as duas juntas simétricas abrirem de cada um dos lados e provavelmente o seguinte par de juntas (Virlogeux, 1993).

A deformada apresenta-se de acordo com a distribuição dos esforços: várias juntas abertas a meio vão com esforços idênticos, com um momento flector quase constante e um baixo esforço de corte. Já na proximidade do apoio, abre apenas uma junta, com um elevado momento flector e um importante esforço de corte. Este elevado esforço de corte explica a rápida variação do momento flector e o facto de a seguinte junta se encontrar tipicamente fechada.

No que diz respeito à ductilidade e capacidade de rotação na secção das juntas da estrutura importa referir alguns aspectos. A abertura das juntas deve ser possibilitada pela deformação da parte da secção transversal que está sujeita a elevados esforços de compressão: os nós inferiores e a laje inferior na proximidade dos apoios e a meio vão, os nós superiores e a laje superior (Figura 4.7.). As aduelas nos locais em discussão devem apresentar elevada ductilidade para evitar a rotura do betão. Estas áreas deverão portanto ser convenientemente reforçadas, pois a ductilidade e capacidade rotacional de toda a estrutura estará muito dependente da abertura das juntas e da ductilidade da deformação desses locais em particular.

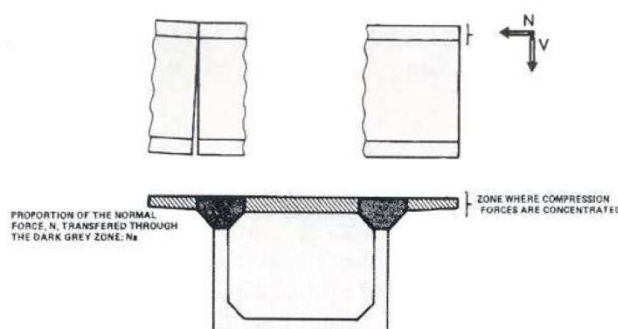


Fig.4.7. – Esquematização dos locais sujeitos a elevados esforços de compressão.

Fonte: adaptado (Virlogeux, 1993).

A principal questão que se coloca é a transmissão de esforço de corte através de juntas abertas. Naturalmente este problema é crítico na proximidade dos apoios, onde os esforços actuantes são maiores. Em ELU o mecanismo de corte de Ritter-Morsch já não válido, na medida em que não existe armadura que represente o banzo traccionado.

O modelo de cálculo que a generalidade da literatura científica preconiza consiste em calcular a capacidade de transmissão dos esforços de corte apenas na área da junta que se encontra comprimida. Existe uma teoria consensual que propõe que o esforço cortante é transmitido através das juntas mediante dois mecanismos qualitativamente e quantitativamente diferentes. O primeiro mecanismo consiste na força de atrito que se gera quando duas superfícies planas comprimidas em contacto tentam deslizar. O outro mecanismo consiste na resistência ao corte proveniente do encaixe das chaves entre juntas. É importante referir que o mecanismo de transmissão do esforço de corte está

intimamente ligado a tensão normal e ao momento flector actuante. Para a mesma carga actuante, quanto maior a tensão de pré-esforço, maior será a compressão no betão e maior será a área da secção comprimida, aumentando a resistência ao corte. Com o aumento do momento flector, as juntas vão abrindo e as chaves vão perdendo contacto pouco a pouco.

Nesse contexto, é prática comum controlar, em estado limite último, a zona comprimida nas secções com juntas abertas, de maneira a que permaneça comprimida em pelo menos dois terços da sua altura total em secções com momentos negativos e que as juntas a meio vão (momentos positivos) permaneçam comprimidas em pelo menos um terço da sua altura (Huang, et al., 1993). No ENV 1992-1-5 (ponto 4.3.2.6 P(104)) recomenda-se que todas as juntas permaneçam comprimidas em dois terços da sua altura total.

Recomenda-se a colocação de armadura transversal de suspensão nas aduelas que ajude a transmitir os esforços cortantes (Figura 4.8.). O seu dimensionamento poderá ser realizado pelo método de escoras e tirantes.

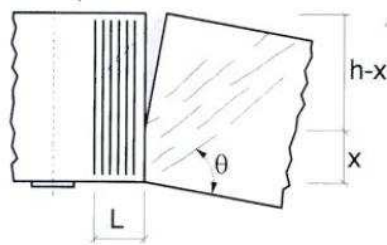


Fig.4.8. – Armadura transversal de suspensão Fonte: (Virlogeux,1993).

Fonte: (Virlogeux,1993).

4.1.3.2. Descrição do comportamento de uma superestrutura com modelação por elementos finitos

Rombach (2002), no âmbito do projecto da "Second Stage Expressway System" em Banguécoque, realizou investigações numéricas num tramo simplesmente apoiado com juntas secas. As dimensões da estrutura e o traçado dos cabos são apresentados na Figura 4.9.

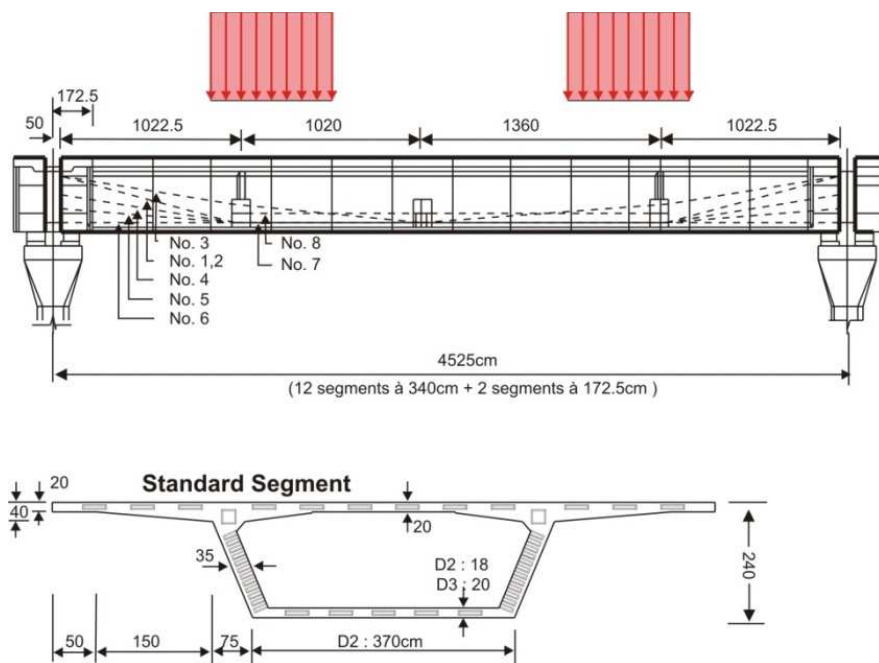


Fig.4.9. – Vão de ensaio da "Second Stage Expressway System in Bangkok, Thailand".

Fonte: Rombach (2002).

Esta foi a estrutura seleccionada para o estudo numérico porque já havia sido estudada experimentalmente, à escala real, em 1990, podendo assim validar-se o modelo numérico (Takebayashi, 1994). Os resultados do processo comparativo são apresentados na Figura 4.10., onde é relacionado o momento e a flecha a meio vão. Pode-se observar uma muito boa correlação entre os resultados numéricos e experimentais.

Verifica-se que inicialmente a estrutura apresenta um comportamento elástico-linear enquanto todas as juntas se encontram fechadas. Quando a primeira junta abre (a meio vão) a rigidez de estrutura decresce rapidamente e consequentemente aumenta a deformação estrutural. O crescimento da deformação torna-se novamente linear a partir do momento que o binário de forças fica praticamente constante (força de compressão na laje superior e tracção no cabo de pré-esforço) (Rombach, 2002). Esta situação é contrastante com a que se verifica numa superestrutura com juntas coladas com resina epoxi, onde se verificaria que as rotações seriam mais dispersas. A concentração de rotação nas juntas secas faz com que um tabuleiro por elas constituídas atinja a rotura para menores valores de carga comparativamente a um com juntas coladas. Juntas epoxi exibem melhor performance nestas pontes do que as juntas secas. Contudo, relativamente às juntas coladas preconiza-se que não se contabilize a resistência da resina em estado limite último, tendo apenas esta a função de melhorar o comportamento em serviço da junta (Rodrigues, 1996).

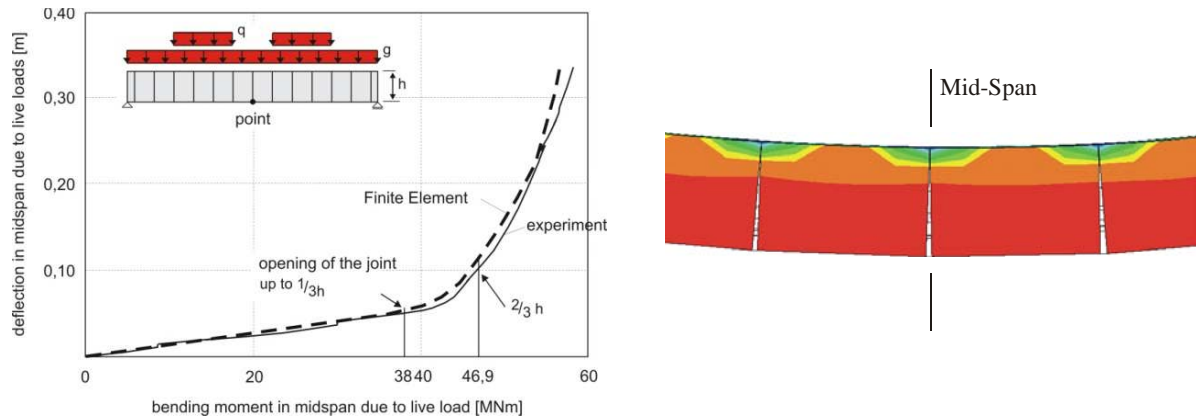


Fig.4.10. – Comparação entre o ensaio a escala real e os resultados numéricos, do lado direito apresenta-se a distribuição das tensões a meio vão para um carregamento próximo da rotura.

Fonte: Rombach (2002).

4.1.3.3. Normas e recomendações

O Eurocódigo não apresenta nenhum modelo de cálculo da força de corte resistente entre juntas secas.

Regras relativas ao dimensionamento de pontes com aduelas pré-fabricadas em ENV 1992-1-5:

- Indica que para o dimensionamento deste tipo de estruturas são aplicáveis as normas do betão armado e que os esforços sobre as juntas e a acção do pré-esforço exterior serão considerados como forças exteriores actuantes sobre a estrutura [P(108)];
- As juntas não armadas deverão satisfazer as condições aplicáveis na transferência de esforços. A transmissão apenas se considerará a actuar na área comprimida da junta. A transmissão da força de corte através da junta deverá ser considerada como forças exteriores actuantes sobre a aduela [4.3.2.6 *Segmental construction* - P(102)];
- Deverá ser dada atenção à rápida diminuição da profundidade da zona comprimida em caso de incremento do momento flector actuante. Considerando que para a acção mais desfavorável, as juntas sem armaduras deverão estar comprimidas em pelo menos dois terços da sua altura total.

É notório que com a limitação da altura da zona comprimida nas juntas se está a controlar indirectamente a abertura das juntas. Com esta medida aumenta-se a segurança na resistência ao corte em ELU. Contudo, esta recomendação poderá alterar o comportamento estrutural da ponte na medida em que com a imposição de uma menor capacidade de rotação das aduelas poderá se impossibilitar a formação de rótulas plásticas e consequentemente impedir a ocorrência de distribuição de esforços em estruturas hiperestáticas.

4.2. JUNTAS ENTRE ADUELAS

4.2.1. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DAS JUNTAS

Apesar do grande número de pontes de aduelas pré-fabricadas já construídas, alguns aspectos de dimensionamento carecem de mais investigação. Um desses aspectos consiste na construção e dimensionamento das juntas secas entre aduelas. O seu processo de dimensionamento é de extrema importância para a segurança de toda a estrutura e encontrando-se em discussão.

Como já mencionado em 4.1.3.1, a capacidade de resistência ao corte de uma junta com chaves é contabilizada, pela maioria dos regulamentos, através da combinação da fricção entre as superfícies de contacto e a capacidade de corte obtida pelo encaixe entre as várias chaves.

As juntas das lajes superior e inferior trabalham praticamente só com tensões normais de flexão. As juntas das almas das vigas trabalham com tensões normais e de corte.

O comportamento das juntas apresenta algumas particularidades. A estrutura deforma-se essencialmente através da abertura de juntas entre aduelas quando as cargas conduzem a esforços para os quais estas estão parcialmente descomprimidas.

As juntas entre aduelas requerem especial atenção no seu dimensionamento e na sua construção. As juntas são locais de descontinuidade na superestrutura, nas quais existem elevadas tensões normais (maioritariamente de compressão) e tensões de corte que têm de ser transmitidas. Estas devem também apresentar rigidez, resistência e ductilidade por forma a assegurar a integridade e uma correcta performance estrutural da ponte sob diferentes condições de carga (Bakhoun, 1991).

No que concerne aos mecanismos de rotura nas pontes de betão armado pré-esforçado, pode-se considerar dois modos de rotura: rotura por corte-flexão e rotura por corte. Estribos são dimensionados para impedir estes modos de rotura.

Nas pontes de aduelas pré-fabricadas um modo adicional de rotura tem de ser tido em conta, que se denomina por *sliding shear failure* (Bakhoun, 1991). Este modo de rotura consiste na fissuração que se procede nas chaves de corte, e que se desenvolve na vertical (paralelamente à junta) (Figura 4.11.), resultando numa rotura frágil devido à falta de reforço entre juntas. Este modo de rotura poderá ser mais crítico nos apoios dos vãos extremos, pois nestes ocorre a combinação de um reduzido nível de pré-esforço longitudinal (pois nessas extremidades os momentos actuantes são menores e logo requer-se menos pré-esforço) com uma elevada tensão de corte. Note-se que menor esforço de compressão faz com que a contribuição da componente de fricção à resistência ao corte seja menor, o que resulta numa maior possibilidade de rotura por corte. Este modo de rotura pode ocorrer sob duas circunstâncias (Bakhoun, 1991):

- Quando a tensão de corte diagonal excede a tensão de resistência do betão, como acontece no modo rotura por corte ou por corte-flexão. Nas vigas comuns de betão armado a fissura propaga-se na diagonal parando quando intersecta um estribo. Nas pontes de aduelas pré-fabricadas quando a falha diagonal intersecta uma junta, em vez de se continuar a propagar na diagonal, poderá propagar-se paralelamente à junta. Isto acontece porque a resistência de corte que se desenvolve na junta é inferior à resistência desenvolvida pela combinação do betão e das armaduras ordinárias. Ou seja, a falha encontra um percurso mais fácil de propagação, que é paralelamente à junta;
- Numa fase inicial, a fissura inicia-se na zona da junta através de pequenas fissuras diagonais (Figura 4.11.) que à medida que a carga actuante vai aumentando, aproximando-se da capacidade última de corte, unem-se levando a uma rotura por corte no plano da junta. Este modo de rotura é frágil e súbito, visto que não existe nenhum reforço através de armaduras ordinárias que impeçam a propagação das fendas.

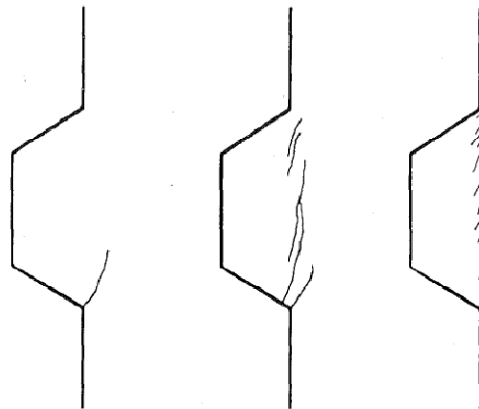


Fig.4.11. – Esquemática da sequência do desenvolvimento das fissuras na juntas secas.

Fonte: Bakhoun (1991).

4.2.2. MODELOS DE DIMENSIONAMENTO

Dar-se-á apenas relevo aos modelos de dimensionamento indicados para juntas secas visto que como já foi referido em 3.4.3.1. não se deverá considerar a contribuição das resinas epoxi na resistência ao corte em estado limite último.

De entre os vários modelos de dimensionamento existentes, um que tem sido muito aplicado no dimensionamento de juntas secas é o que está incluído na norma AASHTO (1998). Esta equação foi obtida através de ensaios experimentais usando apenas uma chave de corte similar à representada na Figura 4.13. (Rombach, 2002).

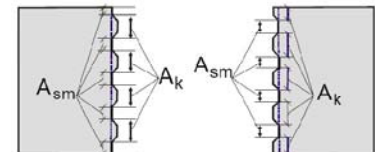
$$\text{AASHTO (1998): } V_j = A_k \cdot \sqrt{6.792 \cdot 10^{-3} \cdot f_{ck}} \cdot (12 + 2.466 \cdot \sigma_n) + 0.6 \cdot A_{sm} \cdot \sigma_n \quad [\text{MN}] \quad (4.5)$$

com: f_{ck} valor de característico de compressão do betão aos 28 dias [MPa];

σ_n compressão média na zona da junta [MN];

A_k área mínima de todas as chaves no plano de rotura [m²];

A_{sm} área entre chaves no plano de rotura [m²];



Este modelo, mais conservador que o anterior, na transmissão de esforços apenas considera as forças de atrito, ignorando a contribuição das chaves de corte no processo de transmissão dos esforços de corte (Rombach, 2002):

$$\text{Recomendação do regulamento Alemão: } V_j = \mu \cdot A_T \cdot \sigma_n \quad (4.6)$$

com $\mu = 0.7$

Sendo A_T a área efectiva de corte, representada na Figura 4.12.;

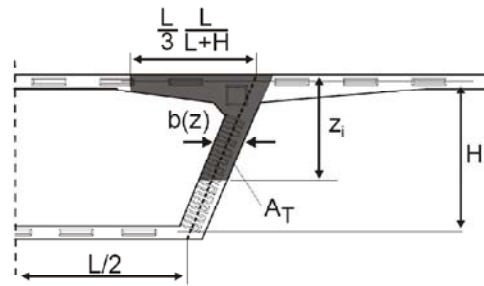


Fig.4.12. – Representação da área efectiva de corte segundo o regulamento Alemão.

Fonte: Rombach (2002).

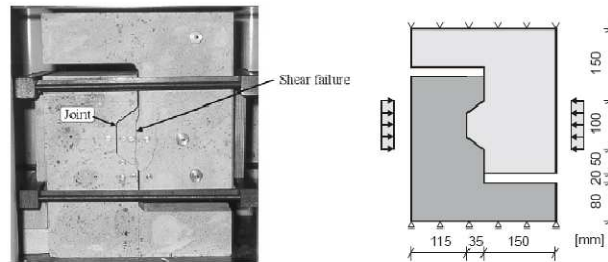


Fig.4.13. – Representação da área efectiva de corte segundo o regulamento Alemão.

Fonte: Rombach (2002).

Um novo modelo de dimensionamento foi desenvolvido, similar ao apresentado pela AASHTO, que considera a juntas com múltiplas chaves de corte (Rombach, 2002). A resistência ao corte contínua a ser determinada contabilizando a resistência friccional e a resistência entre chaves. Contudo, houve uma evolução na contabilização do primeiro parâmetro: a área considerada passou a ser toda a secção comprimida e não apenas as superfícies entre chaves.

$$Vd_j = \frac{1}{\gamma_F} \cdot (\mu \cdot \sigma_n \cdot A_{joint} + 0.14 \cdot f_{ck} \cdot A_{key}) \quad (4.7)$$

com: f_{ck}	valor de característico compressão do betão aos 28 dias;
$\mu=0.65$	coeficiente de fricção
$\gamma_F=2.0$	coeficiente de segurança
σ_n	compressão média na zona da junta [MN];
A_{joint}	área da junta comprimida
b	largura da alma
A_{key}	área mínima de todas as chaves no plano de rotura
h_{ne}	altura das chaves, com $h_{ne} < 6 \cdot b_n$
b_n	largura das chaves

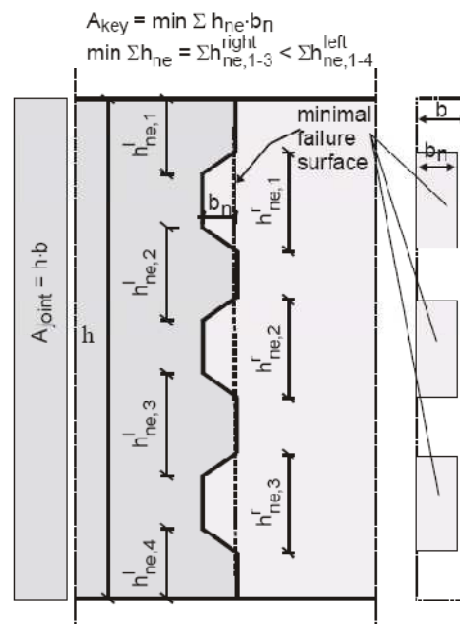


Fig.4.14. – Esquemática dos vários parâmetros apresentados.

Fonte: (Rombach, 2002)

Nesta expressão podemos observar o uso de um factor redutor de 0.5. Este é aplicado para considerar o modo de rotura frágil característico das juntas não reforçadas. A AASHTO recomenda um factor de 0.75 a juntas secas e cabos de pré-esforço não aderentes.

A Figura 4.15. mostra a resistência última de corte gerada numa junta seca de chaves múltiplas determinada através dos modelos de dimensionamento apresentados. Pode-se observar as grandes diferenças existentes entre a norma AASHTO (1998) e a norma Germânica [DBV (1998)]. Ambos modelos assumem uma relação linear entre a capacidade resistente da junta e a tensão de compressão. O primeiro modelo não deverá ser usado para forças de compressão altas, as quais poderão ocorrer no dimensionamento no estado limite último. Para além deste facto, esta norma parece sobrestimar a capacidade de corte resistente da junta (Rombach, 2002).

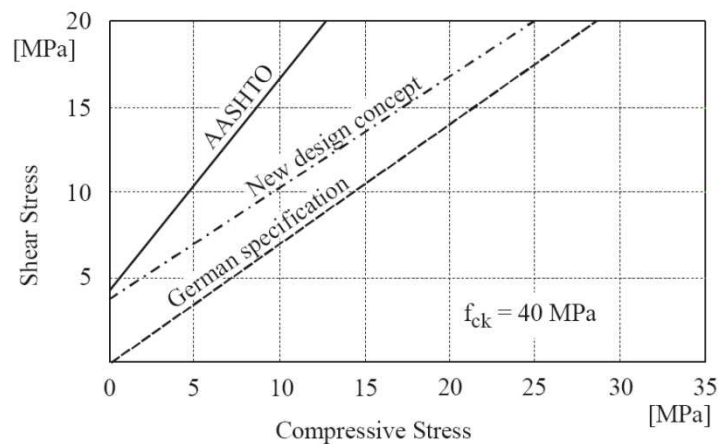


Fig.4.15. – Comparação entre os modelos de dimensionamento apresentados.

Fonte: Rombach (2002).

4.3. PRÉ-ESFORÇO

4.3.1. ASPECTOS DE DIMENSIONAMENTO

Tipicamente, os cabos de pré-esforço internos são totalmente aderentes e os cabos externos são não aderentes ou apenas parcialmente aderentes.

Os métodos usados para determinar a resistência última de um cabo de pré-esforço aderente e num não aderente são muito distintos. Nos primeiros, existe uma total compatibilidade entre a extensão no cabo e o betão adjacente e sendo assim pode-se proceder a uma análise seccional. Um incremento de uma acção exterior provoca uma deformação conjunta da armadura de pré-esforço e da secção de betão, com variação da extensão ao nível do centro de gravidade do cabo de pré-esforço a tomar um valor igual à variação da extensão do betão ao mesmo nível.

Nos cabos exteriores, a deformação do cabo não se relaciona com as deformações em cada secção pela condição de compatibilidade. Um incremento da acção exterior na estrutura provoca uma variação da extensão do cabo de pré-esforço, que é uniforme entre dispositivos de ligação ao betão, embora dependendo da deformação global da estrutura. Neste caso, poderá ser necessário considerar os efeitos não lineares geométricos associados às deformações do betão. (Roberts-Wollmann, *et al.*, 2005).

Os cabos aderentes, além de introduzirem o esforço de compressão na estrutura podem funcionar como armaduras convencionais, graças a esse fenómeno de aderência cabo/betão. Essa propriedade é muito importante para o comportamento da peça no que diz respeito à fissuração. Já os cabos não aderentes funcionam apenas como elementos de aplicação de compressão.

Tem-se constatado experimentalmente que nos primeiros estádios de carga de uma viga pré-esforçada, quando a secção se encontra ainda totalmente comprimida, o comportamento dos dois tipos de cabos é semelhante. O mesmo se pode concluir para uma superestrutura de aduelas pré-fabricadas. Não obstante, à medida que o carregamento aumenta o seu comportamento deixa de ser semelhante. No sistema com aderência, ao abrir-se uma junta, os cabos sofrem deformações localizadas nessa região, aumentando consideravelmente a tensão no aço. Já nos cabos sem aderência, o valor de abertura da junta dispersa-se por todo o comprimento do cabo, produzindo um menor alongamento neste e logo um menor incremento de tensão.

Outro aspecto de interesse no âmbito do dimensionamento deste tipo de estruturas consiste na diferença comportamental de uma superestrutura para diferentes valores de pré-esforço interior e exterior utilizados. A rotura de uma superestrutura 100% externamente pré-esforçada inicia-se pelo esmagamento do betão a meio vão, ocorrendo de uma forma relativamente gradual (a capacidade resistente decresce gradualmente com o aumento do deslocamento). Já numa superestrutura 100% pré-esforçada internamente prevê-se uma rotura brusca contudo para valores de carga superiores. Esta diferença no comportamento é inclusive abordada pela norma AASHTO que refere que no dimensionamento estático será requerida um maior número de cabos não aderentes para obter uma capacidade equivalente a um sistema de cabos aderente (Scible, Megally, 2001).

4.3.2. PRÉ-ESFORÇO INTERIOR

Dar-se-á apenas atenção a aspectos de dimensionamento relativos ao pré-esforço exterior na medida em que se considera que o dimensionamento de pré-esforço interior está mais documentado não carecendo de referência ao seu estado da arte do seu dimensionamento.

4.3.3. PRÉ-ESFORÇO EXTERIOR

Ensaaios experimentais (Roberts-Wollmann, *et al.*, 2005) forneceram informações relevantes sobre o comportamento de vigas caixão pré-esforçadas externamente:

- As tensões nos cabos não aderentes aumentam relativamente pouco antes da ocorrência de fendas ou abertura de juntas.
- A rotação na rótula a meio vão é aproximadamente o dobro da rotação nas rótulas dos apoios.
- A capacidade última é alcançada após a formação de um mecanismo de colapso.

Quando sujeitas a uma carga crescente para além do estado limite de serviço as juntas iniciam um processo de descompressão e começam a abrir-se. Com o continuar de aumento da carga solicitante, mais juntas ao longo do tabuleiro se abrem, a deformação aumenta rapidamente e a rotura ocorrerá provavelmente por esmagamento do betão devido às elevadas tensões desenvolvidas. Na situação de uso de pré-esforço exterior, a tensão nos cabos é distribuída em todo o seu comprimento e estes não chegam a alcançar a sua capacidade última. Ensaaios experimentais conduzidos por (Rabbat, Sowlat, 1987) indicaram que o uso de pré-esforço não aderente resulta numa redução da capacidade momento última superior a 30% quando comparada com cabos aderentes. Tal acontece devido ao menor aumento de tensão nos cabos e a um aumento de tensão de compressão no betão (Hewson, 1992).

4.3.3.1. Tensão última de cabos de pré-esforço não aderentes

Aparicio, Ramos (1993) recomenda para aspectos de projecto que se considere um incremento de 110 MPa no caso de pontes isostáticas e 40 MPa no caso de pontes contínuas. Estes valores são consideravelmente inferiores aos obtidos na situação de pré-esforço interior aderente.

Em ENV 1992-1-5 e na norma AASHTO (1998) sugere-se, conservativamente que o incremento de tensão poderá ser considerado nulo, simplificando o dimensionamento da estrutura. Considerações adicionais poderão ser tomadas através de uma análise não linear.

Não existem equações propostas em normas para o cálculo da tensão em cabos de pré-esforço exterior não aderentes em rotura. As equações existentes, que poderão dar um cálculo aproximado, são para cabos internos não aderentes. Essas equações poderão ser usadas para dimensionamento de cabos exteriores desde que se verifiquem determinadas condições: a variação de excentricidade do cabo devido ao carregamento aplicado seja insignificante e que o atrito cabo/desviador seja muito reduzido estando o cabo livre de se deslocar. Verificadas estas condições o comportamento dos dois tipos de cabos torna-se similar.

ACI 318 (2002)

O ACI 318-02 propõe a seguinte equação para a determinação da tensão última f_{ps} no cabo de pré-esforço:

$$f_{ps} = f_{pe} + 70 + \frac{f'_c}{100 \cdot \rho_p} \quad (4.8)$$

Com

f_{ps}	Tensão última do cabo de pré-esforço
f_{pe}	Tensão de pré-esforço após perdas
f'_c	Resistência do betão à compressão
ρ_p	Taxa de armadura de pré-esforço expressa por $\frac{A_{ps}}{b \cdot d_p}$

b	Largura da secção de betão
dp	Distância da fibra mais comprimida ao centróide do aço de pré-esforço
A_{ps}	Área de aço de pré-esforço

AASHTO (1998):

A equação recomendada pela (AASHTO, 1998) é baseada num método simplificado que usa um coeficiente reduzido de deformação. O método simplificado foi proposto por (Naaman, Alkhairi, 1991):

$$f_{ps} = f_{pe} + E_{ps} \cdot \Omega_u \cdot \varepsilon_{cu} \cdot \left(\frac{d_p}{c} - 1 \right) \cdot \frac{L_1}{L_2} \leq 0.94 \cdot f_{py} \quad (4.9)$$

Com E_{ps}	Módulo de elasticidade do aço de pré-esforço
ε_{cu}	Deformação à compressão da fibra externa
f_{pe}	Tensão no pré-esforço após perdas
c	Distância entre a fibra mais comprimida e o eixo neutro
d_p	Distância entre a fibra mais comprimida e o cabo de pré-esforço
$\frac{L_1}{L_2}$	Efeito do carregamento padrão em vigas contínuas, onde L_1 é o comprimento dos vãos carregados e L_2 é o comprimento total entre as ancoragens

Ω_u coeficiente redutor de deformação, dado pela seguinte equação:

$$\Omega_u = \frac{(\Delta\varepsilon_{cps})_{\text{médio}}}{(\Delta\varepsilon_{cps})_{\text{m,aderente}}} \quad (4.10)$$

$(\Delta\varepsilon_{cps})_{\text{médio}}$ deformação do cabo não aderente, calculada integrando a deformação do betão ao nível do cabo entre as ancoragens e dividindo pelo comprimento do vão;

$(\Delta\varepsilon_{cps})_{\text{m,aderente}}$ deformação de um cabo aderente equivalente na secção de momento flector máximo

Na medida em que as juntas têm influência no incremento de tensão nos cabos exteriores de pré-esforço a norma AASHTO (1998) fornece uma série de coeficientes de redução para o cálculo da resistência à flexão e ao corte para as secções das juntas, para diferentes tipos de cabos e juntas, incluindo betonadas *in-situ*, coladas e secas. Estes coeficientes auxiliam o projectista no processo previsão da capacidade de flexão da superestrutura usando uma análise seccional.

British Code (BS 8110, 1997)

No cálculo da tensão nos cabos internos não aderentes, a norma inglesa considera o efeito da esbelteza e a resistência do betão.

$$f_{ps} = f_{pe} + \frac{7000}{L/d_p} \cdot \left(1 - 1,7 \cdot \frac{f_{pu} \cdot A_{ps}}{f_{cu} \cdot b \cdot d_p} \right) \leq 0,7 \cdot f_{pu} \quad (4.11)$$

Com f_{pu}	Tensão de rotura da armadura de pré-esforço
f_{cu}	Resistência característica do betão aos 28 dias à compressão
f_{pe}	Tensão no pré-esforço após perdas
L	Comprimento do cabo entre ancoragens

- A_{ps} Área de aço de pré-esforço
 b_{ef} Largura efectiva da secção na zona de compressão
 d_p Distância da fibra mais comprimida ao centróide do aço de pré-esforço

A profundidade do eixo neutro em relação à fibra mais comprimida é calcula através da seguinte expressão:

$$x = 2,47 \cdot \left[\left(\frac{f_{pu} \cdot A_{ps}}{f_{cu} \cdot b_{ef} \cdot d_p} \right) \cdot \left(\frac{f_{ps}}{f_{pu}} \right) \cdot d_p \right] \quad (4.12)$$

4.4. ESFORÇOS DURANTE A FASE CONSTRUTIVA

A determinação dos esforços existentes nas várias fases construtivas é necessária para a verificação da segurança e comportamento estrutural, sendo um importante aspecto a considerar no dimensionamento de pontes, bem como na definição de todo o plano de contra-flechas a aplicar na fase de pré-fabricação e a seguir no processo de montagem.

Como exemplos das várias acções construtivas que deverão ser consideradas tem-se:

- O peso da estrutura suportada;
- Sobrecargas;
- Diferenciais de cargas, por exemplo na construção por avanços sucessivos (carregamento das aduelas não simétrico);
- Equipamentos construtivos, acções das lançadeiras, guincho de elevação, etc;
- Acidentes construtivos (e.g. queda de uma aduela);
- Acção horizontal e vertical do vento.

A interacção do equipamento construtivo com a estrutura deve ser analisada nas distintas fases construtivas. Destas podem resultar, por exemplo, a necessidade de uma maior quantidade de pré-esforço ou a esforços residuais no tabuleiro.

4.4.1. CONSTRUÇÃO TRAMO A TRAMO

Na construção tramo a tramo, com continuidade entre tramos, verifica-se, genericamente, a seguinte sequência de esforços construtivos:

- 1º Fase: [N] tramos concluídos (Figura 4.16.);

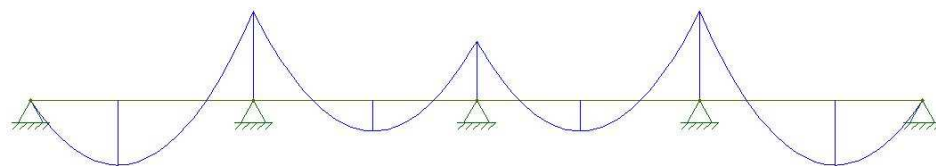


Fig.4.16. – Diagrama de esforços numa estrutura com 4 tramos concluídos.

- 2º Fase: Construção do tramo [N+1] (Figura 4.17.);

O vão encontra-se todo suspenso pela lançadeira, estando a lançadeira apoiada sobre os pilares. Efectua-se o puxe de sensivelmente 50% do pré-esforço longitudinal instalado na superestrutura. No

momento em que se apoia o tramo na posição definitiva e se procede ao puxe do pré-esforço de continuidade, gera-se em toda a estrutura o seguinte diagrama de esforços de flexão:

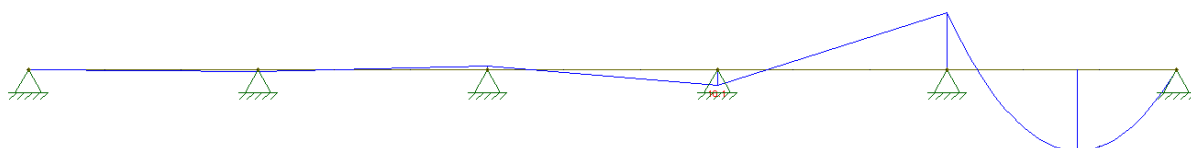


Fig.4.17. – Diagrama de esforço gerados após estabelecer a continuidade com o novo tramo.

Na construção tramo a tramo, a grande parte da acção construtiva é aplicada em cada tramo inicialmente à estrutura através de momentos positivos a meio vão, ou na proximidade desse ponto. Consequentemente, o traçado do pré-esforço que suporta os vãos segue o esquematizado na Figura 4.18.

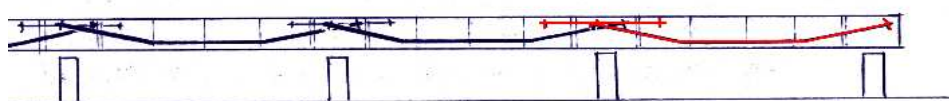


Fig.4.18. – Esquematização do traçado de pré-esforço aplicado na construção tramo a tramo.

- 3ª Fase: [N+1] tramos concluídos (Figura 4.19.);

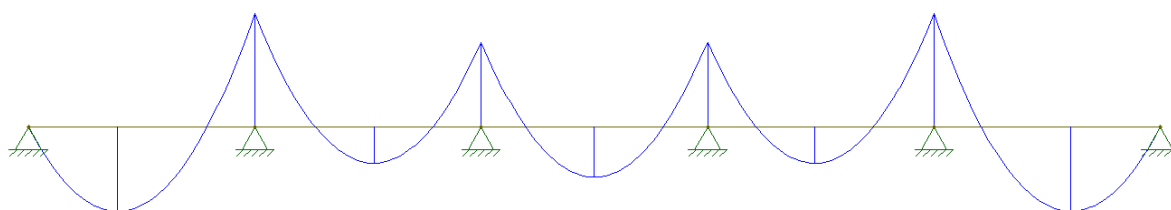


Fig.4.19. – Distribuição dos esforços de flexão em [N+1] tramos concluídos.

4.4.2. CONSTRUÇÃO POR AVANÇOS SUCESSIVOS

Durante a fase construtiva geram-se desequilíbrios entre o braço anterior e posterior, devido, por exemplo, à colocação sucessiva de aduelas na consola posterior antes da sua homóloga anterior (Figura 4.20.), a reacções desequilibradores da lançadeira (na fase de avanço), ao vento e a sobrecargas da obra.

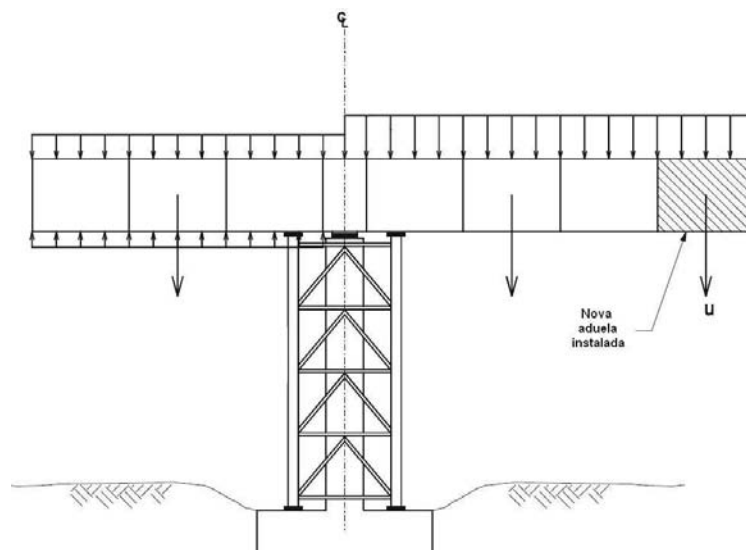


Fig.4.20. – Esquematização de um exemplo de uma situação de desequilíbrio.

Na fase de construção das consolas, os momentos negativos que se geram correspondem às acções de dimensionamento do pré-esforço isostático (Figura 4.21.).

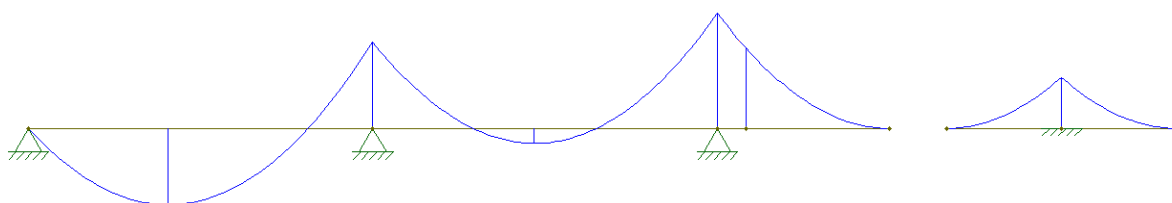


Fig.4.21. – Diagrama de esforços de flexão na fase construtiva das consolas.

As acções provenientes do equipamento construtivo, especificamente de uma lançadeira de aduelas, estão dependentes naturalmente da potência e características da mesma. Os valores de momentos negativos que regem o dimensionamento do pré-esforço isostático podem vir agravados pelas acções construtivas ou pelos valores correspondentes a combinação de acções para estado limite de serviço, dependendo naturalmente do caso concreto (Figura 4.22.). Existe, por vezes a necessidade de aplicar uma reacção de apoio da lançadeira, por exemplo, forças da ordem dos 3000 kN na extremidade de uma consola em construção, implicando a aplicação de pré-esforço adicional (Figura 4.23.).

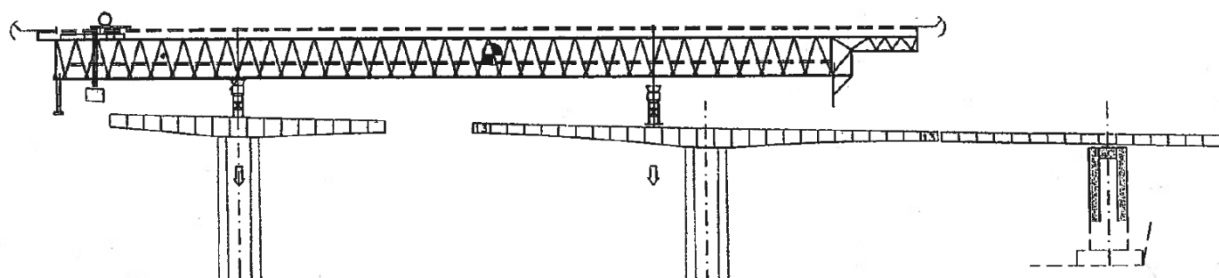


Fig.4.22. – Esquematização de uma etapa construtiva com uma lançadeira.

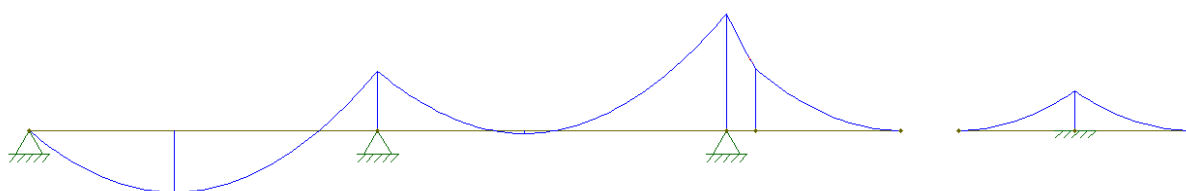


Fig.4.23. – Diagrama de esforços de flexão na fase construtiva das consolas (com acção concentrada devido ao equipamento construtivo).

Após concluídas as consolas, imediatamente antes da concretização da continuidade entre consolas, o diagrama de esforços de flexão consiste no representado na Figura 4.24.

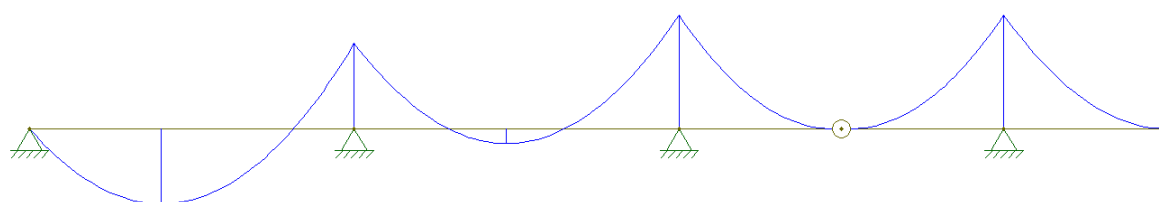


Fig.4.24. – Diagrama de momentos numa superestrutura antes da betonagem da junta de fecho.

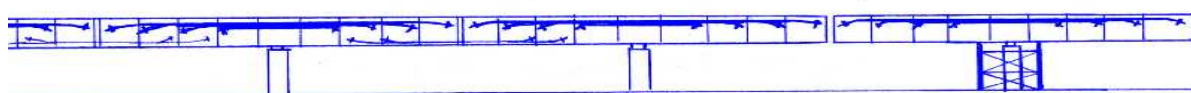


Fig.4.25. – Diagrama de esquematização do traçado de pré-esforço.

Após concretização da continuidade entre consolas, o diagrama de esforços adquire a seguinte distribuição (Figura 4.26.):

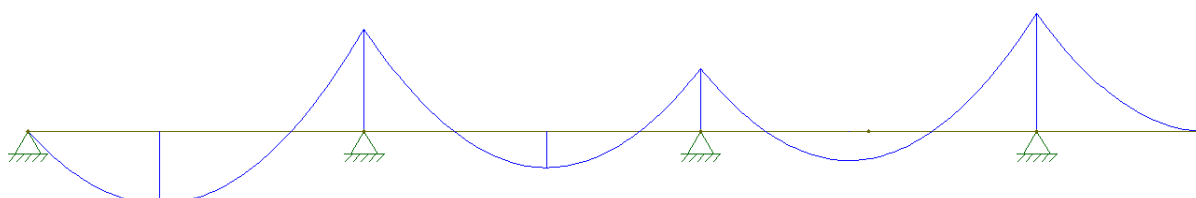


Fig.4.26. – Diagrama de momentos numa superestrutura após da betonagem da junta de fecho.

Devido a esta mudança do esquema estático da estrutura durante a fase de betonagem da junta de fecho, as reacções do apoio da lançadeira podem provocar esforços residuais no tabuleiro. As reacções da lançadeira estão aplicadas no tabuleiro na fase de betonagem da aduela de fecho (Figura 4.27.). Após a continuidade entre consolas ser concretizada, a lançadeira avança, deixando de aplicar acções sobre esse tramo (Figura 4.28.). Essa situação provoca um esforço residual que deverá ser tido em conta no cálculo da estrutura. Uma situação exemplo é esquematizada nas figuras seguintes.

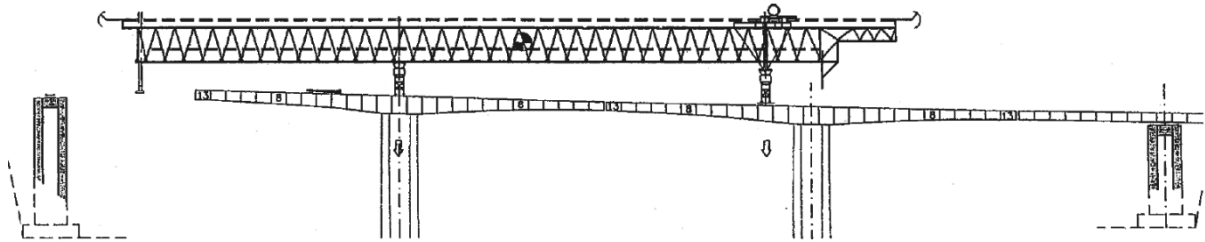


Fig.4.27. – Acção da lançaadeira sobre a superestrutura na fase de betonagem da junta de fecho.

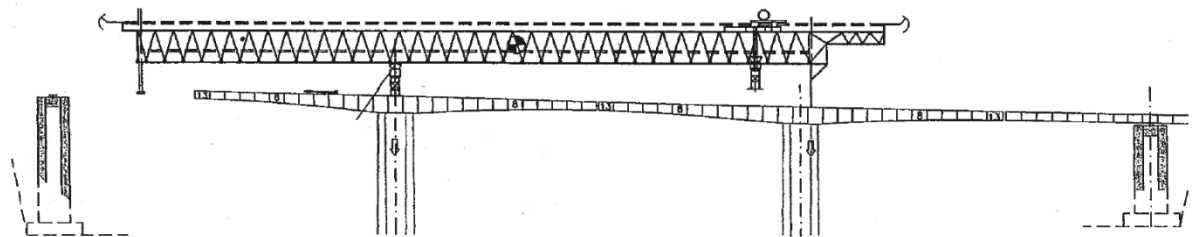


Fig.4.28. – Acção da lançaadeira após betonagem da junta de fecho (fase de avanço).

4.4.3. CONSTRUÇÃO POR TIRANTES

Construção com recurso a tirantes provisórios:

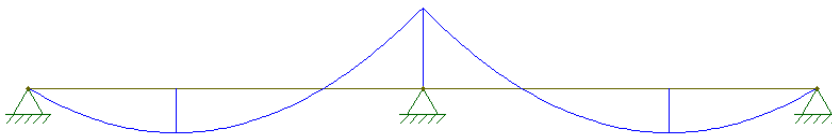


Fig.4.29. – Distribuição dos esforços de flexão em [N] tramos.

O primeiro terço do vão é normalmente executado pelo método dos avanços sucessivos (Figura 4.30.).

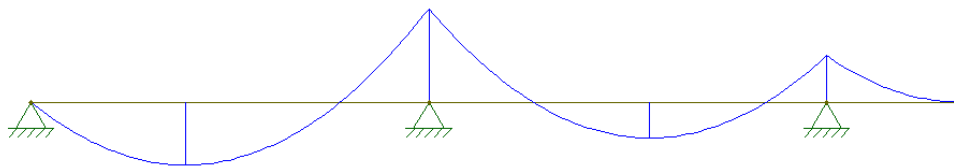


Fig.4.30. – Esforços de flexão devido ao primeiro terço do vão.

A parte restante do vão por construir é suportada com recurso a tirantes provisórios, ou seja, os esforços construtivos são suportados por estes elementos (Figura 4.31.). Estando todo o vão suspenso aplica-se o pré-esforço necessário. A aplicação deste método construtivo está tipicamente limitada para vãos de 55 metros. A tipologia do pré-esforço necessário é semelhante à do método construtivo tramo a tramo, ou seja, seguirá o esquema da Figura 4.25.

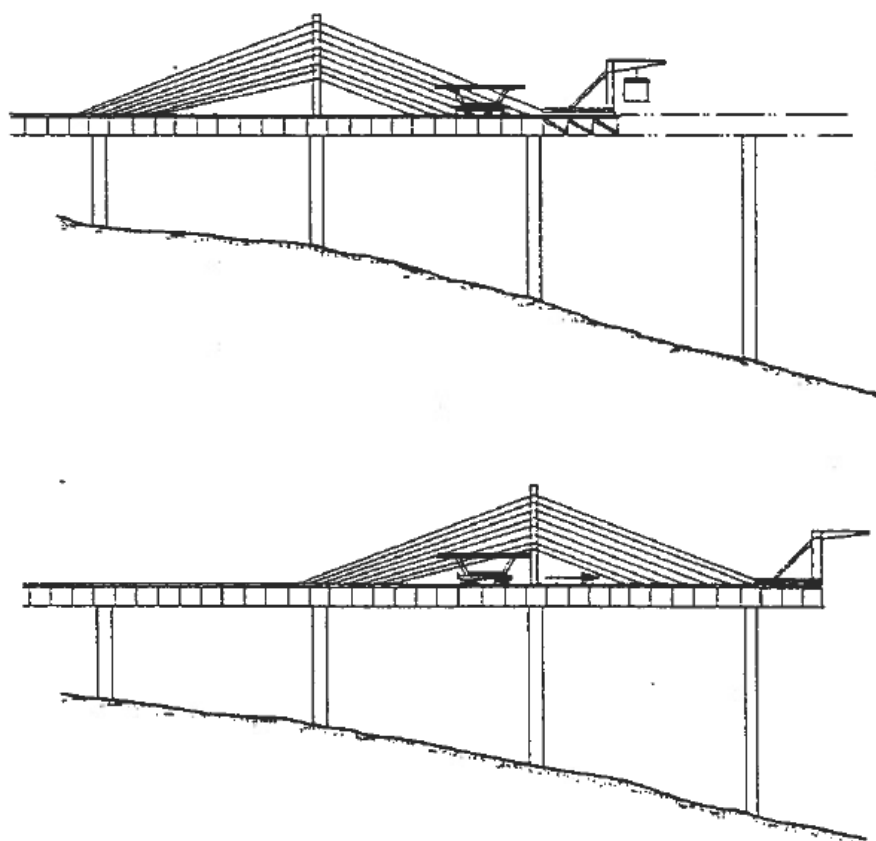


Fig.4.31. – Esquemática do procedimento construtivo com tirantes provisórios.
Fonte: Rodrigues (1996).

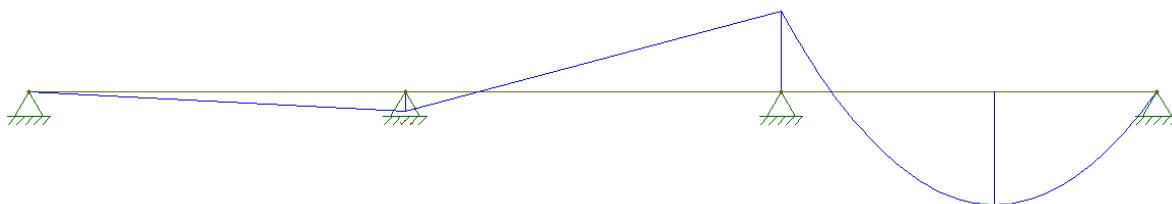


Fig.4.32. – Esforços de flexão gerados por um tramo completo.

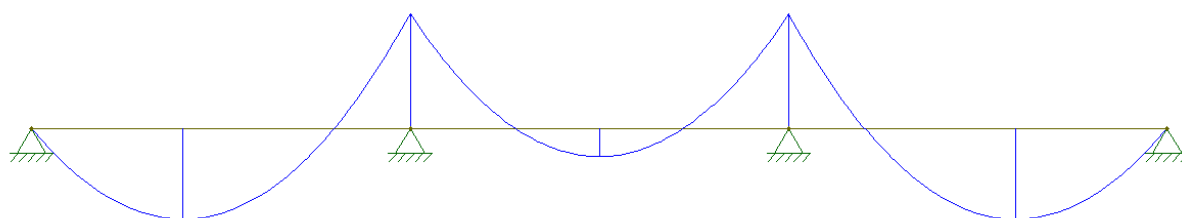


Fig.4.33. – Distribuição dos esforços de flexão em $[N+1]$ tramos concluídos.

5

FACTORES DE DECISÃO RELEVANTES NA ESCOLHA DO MÉTODO CONSTRUTIVO

5.1. GENERALIDADES

No projecto das construções, em geral, e de pontes, em particular, há que seguir três princípios essenciais definidos desde os tempos dos romanos: segurança/resistência, funcionalidade/condições de serviço e elegância/beleza. A estes ideais, que continuam válidos presentemente, introduziu-se um outro aspecto primordial: o aspecto económico. Pode-se resumir dizendo que como grande objectivo da Arte estrutural, se tem a Segurança, a Economia, Durabilidade, Funcionalidade e a Estética.

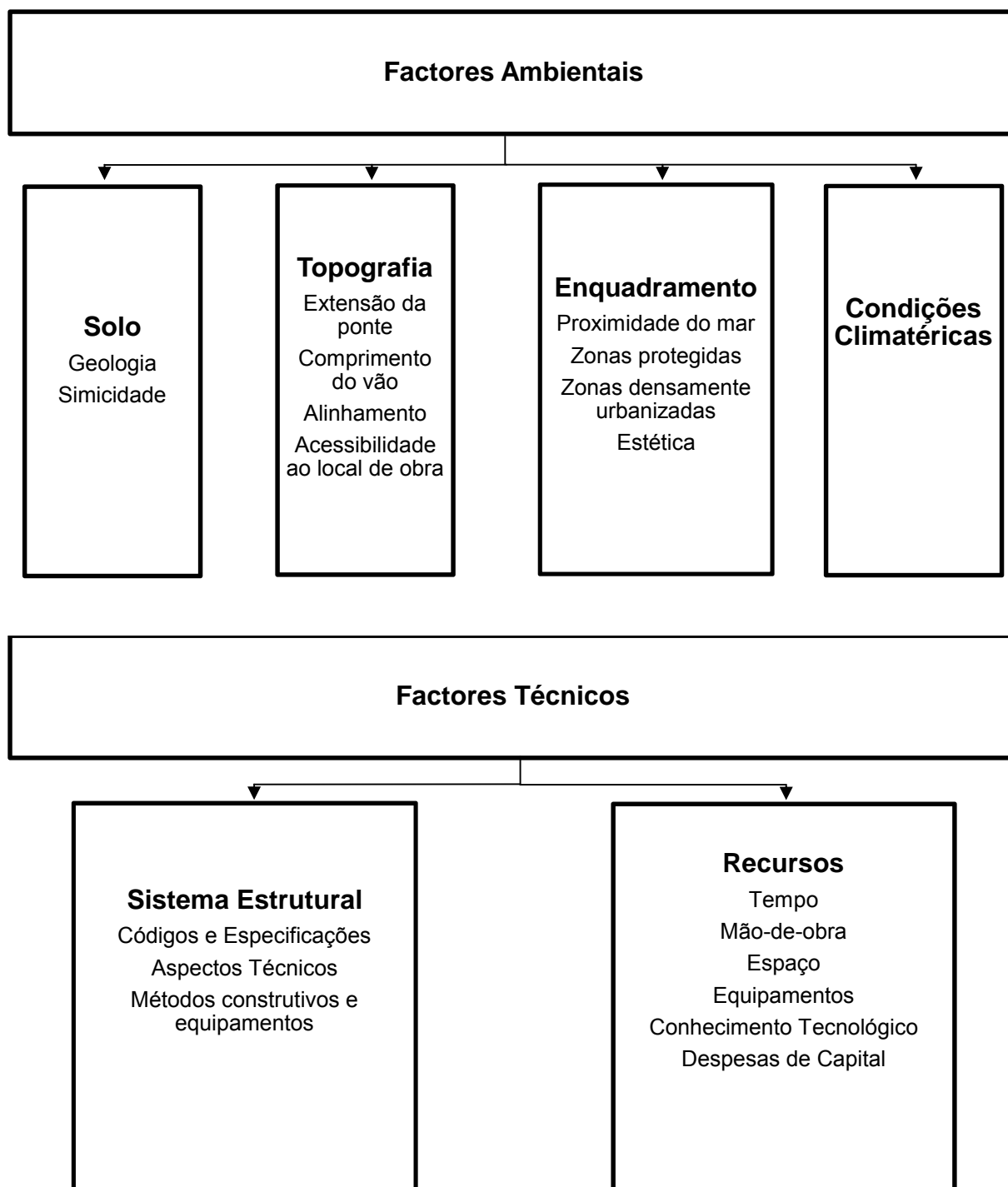
O processo de tomada de decisão sobre qual tecnologia construtiva adoptar, neste caso específico, entre execução de tabuleiros com aduelas betonadas *in-situ* ou pré-fabricadas, é complexo na medida em que envolve várias etapas e exige a determinação de um equilibrado compromisso entre uma grande quantidade de factores, designadamente ambientais e técnicos.

Uma grande quantidade de informação tem de ser compilada e considerada no processo de tomada de decisão, informação essa que provém naturalmente de diferentes campos.

Nesse sentido, serão no ponto 5.3. sintetizadas a vantagens e desvantagens da construção de pontes com aduelas pré-fabricadas.

5.2. APRESENTAÇÃO DOS FACTORES DE DECISÃO

Nos seguintes diagramas apresentam-se os factores mais relevantes, intervenientes no processo de concepção de uma ponte, nos quais os métodos de construção de pontes com aduelas betonadas *in-situ* e pré-fabricadas mais se distinguem e diferenciam. Assim sendo, esses factores, constituem parâmetros que se devem considerar no processo de tomada de decisão.



5.3. RACIONALIZAÇÃO DE VANTAGENS E DESVANTAGENS DO MÉTODO DE CONSTRUÇÃO POR ADUELAS PRÉ-FABRICADAS

Inquestionavelmente a pré-fabricação é uma tecnologia muito atractiva, especialmente sob condições ambientais adversas e quando o factor tempo é determinante. Contudo a qualidade das superestruturas de aduelas pré-fabricadas depende uma correcta compreensão de todo o processo construtivo.

5.3.1. FACTORES AMBIENTAIS

5.3.1.1. Características do solo

Geologia

As características geológicas do solo são um factor neutro, ou seja, não acarretam qualquer tipo de vantagem ou desvantagem à tecnologia construtiva.

Sismicidade

O índice de sismicidade do local é uma importante condicionante a analisar. Este factor tem implicações na superestrutura a nível estrutural e construtivo. Pode consistir numa desvantagem na medida em que, como referido em 3.6.1. considera-se que as pontes de aduelas betonadas *in-situ* podem oferecer uma margem de segurança adicional sob estas condições. Contudo, se convenientemente dimensionada, este factor não consistirá num entrave à aplicação de aduelas pré-fabricadas, nem acarretará grandes custos acrescidos, nem atrasos no processo construtivo.

5.3.1.2. Topografia

Extensão da ponte

A extensão longitudinal da superestrutura é um factor de grande importância no que diz respeito à economia que se pode obter através desta tecnologia construtiva. Será uma correcta opção, de acordo com Fadón (1995), sempre que se tratem de viadutos que pela sua extensão (e.g. superior a 250 metros) permitam a aplicação de um número de aduelas (e.g. superior a 100) que rentabilize os custos fixos associados ao procedimento construtivo. Segundo Trayner (2006) esta tecnologia será bastante conveniente para extensões superiores a 1500 m.

Comprimento do vão

Aplicável a um amplo intervalo de comprimento de vãos, desde pequenos e médios vãos (30 a 130 metros), respectivamente por construção tramo a tramo e avanços sucessivos, como a grandes vãos de 400 metros com recurso a tirantes definitivos. Contudo, concretamente na construção por avanços sucessivos, a dimensão necessária das aduelas para longos vãos pode constituir um problema, na medida em que estas terão grande peso, dificultando o seu transporte e instalação.

Alinhamentos

Exequível com relativa facilidade e de forma mais económica que no processo de betonagem *in-situ*, em alinhamentos em planta e perfil, rectos e variáveis. Contudo, para raios de curvatura bastante reduzidos poderá ser mais conveniente a betonagem *in-situ* das aduelas.

A secção em caixão adapta-se bem aos processos de pré-fabricação, possibilitando que esta tecnologia se aplique em alinhamentos e vãos variáveis. O processo de pré-fabricação também permite, de forma eficaz e económica, produzir aduelas com geometria complexa.

Acessibilidade ao local de obra

No que concerne a acessibilidade ao local da obra, tipicamente não será um factor condicionante. O transporte das aduelas pode ser efectuado de diversas formas como foi exposto ao longo do capítulo 2 e 3 desta dissertação. Em determinadas situações, se se mostrar viável, poderá se construir um parque de pré-fabricação de aduelas na proximidade da obra. Outra situação possível consistirá na fabricação de aduelas a distâncias que podem ir, geralmente, até os 300 km. A tomada de decisão deverá ser baseada numa análise custo benefício.

5.3.1.3. Enquadramento

Proximidade do mar

Se a superestrutura se localiza na proximidade ou em contacto com ambientes com elevada salinidade, recomenda-se a aplicação de um betão de qualidade superior, no sentido de melhorar a durabilidade da estrutura. No processo de pré-fabricação das aduelas é possível realizar um melhor controlo da qualidade da betonagem. Num cenário de pré-fabricação é mais facilmente realizável a betonagem de segmentos com uma menor relação água/cimento, proporcionando um betão com uma maior compacidade, mais homogéneo e consequentemente maior durabilidade face às acções agressivas em causa.

Zonas densamente urbanizadas e sensíveis

Este método construtivo permite a redução dos impactes no meio envolvente. Num cenário densamente urbanizado pode-se diminuir as perturbações, designadamente atrasos ou interrupções no tráfego, diminuição de poluição sonora e ambiental. O mesmo se aplica na construção em zonas ambientalmente sensíveis.

Estética

Esta tecnologia construtiva permite a aplicação de um betão mais homogéneo, mais resistente, com melhor aparência. Permite ainda, com elevados índices de velocidade e economia, produzir secções com formas e geometrias complexas, mais trabalhadas, almas de inclinação variável, favorecendo assim naturalmente a estética da estrutura (Combault, 2004; Srinivasan, 2004). Importa realçar que por a qualidade de acabamento final das aduelas ser superior, minimiza-se a necessidade de tratamento do betão, como tipicamente se realiza nas aduelas betonadas *in-situ* e permite que os tratamentos necessários se realizem ao nível do solo. Contudo existe um aspecto negativo, no que se refere à qualidade estética da superestrutura, que advém da necessidade de aplicação de resina epoxi entre

juntas de aduelas. A coloração final da resina é geralmente diferente da do betão resultando em marcas na superestrutura.

A utilização de betão de elevada resistência, facilmente possibilitada pelas características do processo de fabricação das aduelas, permite o dimensionamento de secções menores e consequentemente mais leves e esbeltas.

5.3.1.4. Clima

Uma vantagem primordial consiste no facto de as aduelas poderem ser fabricadas num cenário semelhante ou mesmo igual à produção industrial, num recinto próprio, que naturalmente torna este processo independente das condições meteorológicas.

Esta tecnologia construtiva é menos dependente, na fase construtiva, das condições meteorológicas (e.g. temperaturas negativas), especialmente na construção com juntas secas. Em determinadas situações, os índices de humidade que se verificam podem exigir cuidados especiais na estanquidade das juntas, sendo que nas aduelas betonadas *in-situ* a resolução desse aspecto é menos complexa. Para temperaturas muito baixas, nas situações em que é impreterível o uso de resinas epoxi, a sua aplicação poderá ser condicionada, exigindo-se medidas especiais.

Para acções gelo/degelo e locais onde são tipicamente usados químicos anti-gelo, de acordo com algumas fontes, não se aconselha o uso de juntas secas conjugas com pré-esforço exterior, como referido em 3.4.3.2.

5.3.2. FACTORES TÉCNICOS

5.3.2.1. Sistema Estrutural

Esta tecnologia construtiva permite a execução dos mesmos sistemas estruturais de superestruturas que a tecnologia de betonagem *in-situ* das aduelas.

Códigos e especificações

A construção com aduelas pré-fabricadas requer conhecimentos técnicos que ainda se encontram pouco difundidos na literatura científica. Esta não se encontra ainda convenientemente regulada por códigos e especificações, não só relativamente a aspectos de dimensionamento mas também sobre as várias etapas construtivas nomeadamente do processo de pré-fabricação, armazenamento, transporte e instalação das aduelas. Esta carência regulamentar pode consistir num entrave à adopção desta tecnologia.

Aspectos técnicos

Existem algumas especificidades no processo de dimensionamento designadamente ao nível do pré-esforço longitudinal. A exigência de uma compressão residual da ordem dos 0.5 MPa em serviço acarreta custos acrescidos associados ao pré-esforço necessário.

Este tipo de superestruturas estão sujeitas a menores deformações devido aos fenómenos de retracção e fluência.

As aduelas são produzidas algum tempo, em obras correntes da ordem dos 30 dias, antes de serem assembladas, sendo que quando são instaladas já ocorreram parte das deformações devidas ao fenómeno diferido de retracção.

No que concerne aos fenómenos relacionados com a fluência do betão, constata-se que também os seus efeitos negativos são reduzidos nesta tecnologia construtiva, visto que a idade do betão no momento do carregamento é superior, pela razão mencionada. Desta forma, concede-se mais tempo de cura ao betão do que em condições normais de betonagem *in-situ*.

Destes dois aspectos advém uma menor perda de pré-esforço longitudinal.

As condições em que se procede a betonagem das aduelas possibilitam um melhor controlo da qualidade do betão bem como a colocação das armaduras e das bainhas dos cabos ao nível do solo.

No que concerne ao procedimento construtivo importa referir a superior complexidade do plano de contra-flechas construtivas e a exigência de um controlo geométrico mais rigoroso.

A construção com aduelas *in-situ* possibilita, especificamente no método por avanços sucessivos, a construção vãos com maior extensão, raios de curvatura mais reduzidos e com perfis em alçado com inclinações superiores.

Segurança

No que concerne à segurança estrutural nas várias fases, construtiva e final, não existe grande diferença entre as duas tecnologias, estas permitem alcançar níveis de segurança semelhantes.

5.3.2.2. Recursos

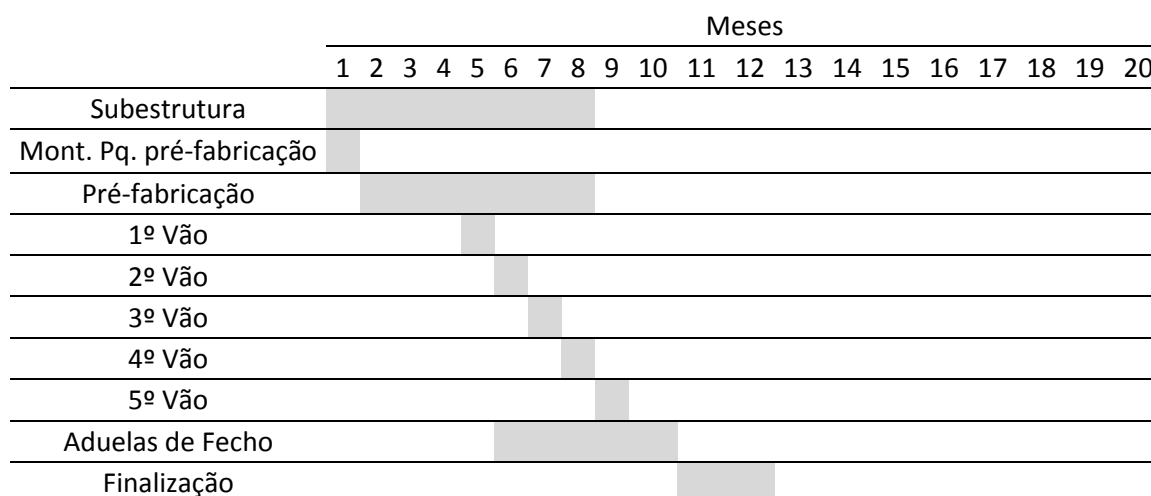
Tempo

Uma importante diferença entre os dois métodos construtivos consiste no facto de que no processo de construção por aduelas pré-fabricadas é possível dissociar a fabricação das aduelas constituintes do tabuleiro à execução do resto da estrutura. Deste modo, ao mesmo tempo que se está a fabricar as aduelas no parque de pré-fabricação pode-se estar a construir as fundações e pilares.

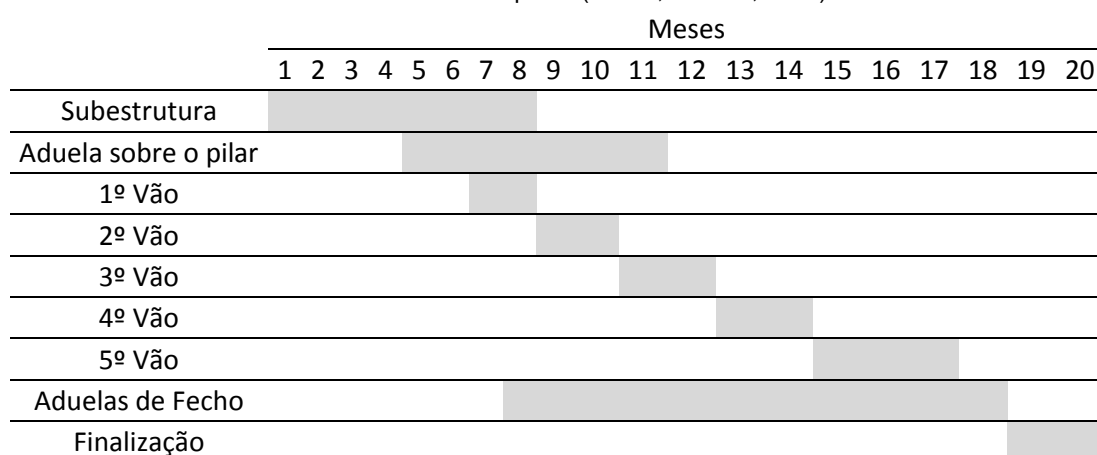
A título exemplificativo das vantagens do método construtivo, apresenta-se de seguida um plano de obra de duas pontes com características semelhantes. O quadro 5.1 corresponde à ponte executada com aduelas pré-fabricadas, concretamente por avanços sucessivos com recurso a uma lançadeira superior. No quadro 5.2 afigura-se o plano de obra respectivo da ponte construída por aduelas betonadas *in-situ* com recurso a carro de avanços.

Quadro 5.1. – Plano de obra de uma ponte com aduelas pré-fabricadas.

Fonte: adaptado (Fadón, Herrero, 1995).

Quadro 5.2. – Plano de obra de uma ponte com aduelas betonadas *in-situ*.

Fonte: adaptado (Fadón, Herrero, 1995).



Os planos de obras apresentados correspondem a duas pontes com características muito semelhantes, realizadas em datas próximas, pelo mesmo empreiteiro. Através dos planos apresentados conclui-se que a construção com aduelas pré-fabricadas conduz a prazos de construção muito mais curtos dos apresentados pela betonagem *in-situ* das aduelas, na medida em que o processo não depende do tempo de cura das aduelas. Ainda importa referir o facto de se necessitar de mão-de-obra em quantidade semelhante para realizar as várias tarefas no processo construtivo. Assim sendo, com a redução do tempo de construção reduz-se naturalmente o custo global da obra.

Em média uma unidade de pré-fabricação (célula de pré-fabricação) produz uma aduela por dia. No que diz respeito à colocação de aduelas, em média instala-se 6 a 8 aduelas por dia (método de avanços sucessivos), contudo contabilizando outras operações, como o deslocamento da lançadeira, e a concretização das aduelas de fecho, o valor médio de instalação de aduelas desce ligeiramente.

Com aduelas betonadas *in-situ* consegue-se tipicamente uma média de um par de aduelas numa semana, como referido em 2.2.1.2.

A construção por aduelas pré-fabricadas permite um melhor controlo da calendarização das actividades de pré-fabricação. Facilmente, se necessário, pode-se instalar linhas produção adicional de aduelas para acompanhar a velocidade de instalação destas na obra. Na condição de a produção começar previamente, de haver área suficiente para armazenamento das aduelas na proximidade da obra, constituindo-se um *stock* de aduelas, a velocidade do processo de construção dependerá apenas do tempo necessário para a colocação e montagem das aduelas. Ou seja, existe grande flexibilidade no processo construtivo para responder as mudanças ou imprevistos nos planos de construção.

Mão-de-obra

Esta tecnologia construtiva requer uma mão-de-obra com uma qualificação superior nas várias etapas construtivas, nomeadamente na fase de fabricação, manuseamento e transporte das aduelas, nas várias fases constituintes do processo de montagem das aduelas, designadamente a operação de colocação das aduelas, fabrico e aplicação das resinas epoxi e controlo geométrico. O transporte e colocação de aduelas com pesos que podem variar entre 50 a 150 toneladas, exige também cuidados especiais.

Outro exemplo da necessidade de mão-de-obra qualificada, que foi referido em 3.8.1.1., consiste na operação de correcção geométrica da superestrutura, já com várias aduelas montadas com recurso ao sistema de macacos hidráulicos.

Utilizam-se 5 operários por célula de pré-fabricação, e 6 operários na operação de instalação de aduelas. Na construção com carros de avanços utilizam-se, em média, 10 operários (Fadón, Herrero, 1995).

Equipamentos

É necessário dispor de equipamentos e dispositivos específicos para a aplicação desta tecnologia construtiva, designadamente, no fabrico das aduelas, transporte e instalação.

No que concerne aos equipamentos de instalação de aduelas deve-se referir que são mais complexos do que os homólogos utilizados na betonagem *in-situ*, e que a sua disponibilidade no mercado poderá ser reduzida. Especificamente nas lançadeiras superiores de aduelas, importa referir que são dispositivos tipicamente mais pesados e complexos requerendo portanto cuidados especiais na sua operação e no seu estudo cinemático.

Analisando especificamente a situação do mercado de construção português, constata-se que os empreiteiros nacionais não dispõem de lançadeiras de aduelas. Contudo, a disponibilidade de gruas é relativamente elevada, o que apesar das suas limitações, pode constituir um interessante equipamento construtivo.

Espaço

É necessário um considerável espaço para a fabricação e armazenamento das aduelas. Outro aspecto importante consiste na preparação do terreno no sentido de evitar assentamentos diferenciais.

Deve-se procurar minimizar a área de estaleiro, otimizando todo o processo de stock no sentido de minimizar as perturbações no meio envolvente.

Conhecimento Tecnológico

O conhecimento tecnológico sobre os aspectos construtivos é naturalmente um aspecto muito importante e que muita influência a decisão final sobre o método a adoptar. Neste aspecto a betonagem *in-situ* das aduelas é a solução mais indicada na medida em que existe uma experiência e conhecimento acumulado em projecto e execução de obra bem como uma elevada disponibilidade de mão-de-obra experiente.

Despesas de capital

Como já referido, só se torna evidente a economia da tecnologia de construção de pontes com aduelas pré-fabricadas, genericamente, para obras com dimensões consideráveis. Dessa forma é possível justificar, numa perspectiva económica, o relativamente avultado investimento inicial na instalação do estaleiro de pré-fabricação, que tipicamente é dimensionado para a obra em causa, e nos vários equipamentos e logística.

Determinados métodos construtivos podem exigir ao empreiteiro um investimento inicial superior nos equipamentos comparativamente aos homólogos usados na betonagem de aduelas *in-situ*, designadamente nas lançadeiras de aduelas. Contudo, os equipamentos de pré-fabricação e colocação de aduelas, são tipicamente propriedade integrante apenas de empreiteiros que pretenderam vocacionar-se nesta tecnologia construtiva. Os seus custos iniciais vão sendo amortizados através das suas aplicações em várias obras.

As aduelas após fabricadas podem ser facilmente tratadas, pintadas, e efectuada a aplicação de areia na face da aduela ao nível do solo, antes da sua instalação na superestrutura, tornando este processo mais económico. O sistema de cofragens adaptável e reutilizável também confere economia ao processo.

É crucial proceder a uma análise comparativa aos custos associados aos dois métodos de construção em discussão. A oposição dos custos associados à instalação da unidade de pré-fabricação, armazenamento, transporte e instalação dos segmentos, com os custos associados ao sistema de cofragem e betonagem *in-situ*.

Outro aspecto determinante que deve ser considerado na análise global dos custos consiste na quantidade mão-de-obra necessária, na medida em que tipicamente tem grande peso no custo final da obra.

6

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

6.1. CONCLUSÕES

Apresentou-se, nesta dissertação, uma plataforma de conhecimento técnico que contribui para o estado de conhecimento da construção de pontes com aduelas pré-fabricadas.

No Capítulo 2, abordou-se o “Estado-da-Arte” da construção de pontes, tendo-se demonstrado a versatilidade construtiva desta tecnologia.

No Capítulo 3 tratou-se das principais especificidades construtivas associadas à execução de tabuleiros com aduelas pré-fabricadas, das quais importa realçar os seguintes pontos:

- No que concerne à tecnologia de pré-fabricação existem duas soluções, linha longa e linha curta de fabrico. A decisão sobre qual solução adoptar está sobretudo dependente de factores como área disponível na proximidade da obra e das características topográficas da superestrutura. Apresentou-se um quadro síntese, auxiliar no processo de decisão sobre que método adoptar;
- O controlo geométrico, na fase de pré-fabricação e na fase de montagem das aduelas em obra, é um processo complexo que para ser alcançado com rigor em muito depende dos conhecimentos e experiência dos operadores. Adicionalmente, o plano das contra-flechas estruturais da superestrutura tem de ser rigorosamente definido antes de se iniciar a pré-fabricação das aduelas na medida em que a margem de correcção possível durante a instalação destas é muito reduzida e as acções correctivas são de difícil implementação;
- Relativamente ao tipo de junta entre aduelas a adoptar, se seca ou se com resina epoxi, conclui-se que a escolha pode ser determinada pelo sistema de pré-esforço longitudinal adoptado, pela agressividade do meio ambiente, ou pela redução de custos e velocidade construtiva da superestrutura;
- O sistema de pré-esforço a adoptar, interior, exterior ou ambos, está sobretudo dependente do comprimento do vão e do método construtivo adoptado. Tipicamente, na construção tramo a tramo, recorre-se a pré-esforço totalmente exterior, e na construção por avanços sucessivos a pré-esforço interior. Conclui-se também que a solução de pré-esforço adoptada pode ser influenciada pelo dimensionamento face a acções sísmicas;
- A aplicação desta tecnologia em zonas de sísmicas mantém-se limitada devido, em grande parte, à incerteza associada ao comportamento das juntas na transferência de esforços entre aduelas sob acção sísmica. Contudo, pensa-se que é possível alcançar-se um correcto dimensionamento através da consideração de alguns aspectos particulares a nível estrutural e construtivo;

- Descreveu-se de forma relativamente detalhada os procedimentos construtivos específicos da construção tramo a tramo, por avanços sucessivos e com recurso a tirantes, bem como as respectivas principais vantagens e desvantagens;
- Analisaram-se aspectos de dimensionamento relativos às lançadeiras de aduelas correntemente utilizadas na construção tramo a tramo e por avanços sucessivos, bem como em que medida as suas deformações têm implicações no processo de definição do plano de contra-flechas (geométrico) da superestrutura.
- Por fim, ainda se elaborou uma sintética estrutura de possíveis custos relativos à construção de pontes com aduelas pré-fabricadas. Verificou-se a necessidade de uma considerável quantidade de equipamentos tecnológicos e dispositivos operacionais, bastante específicos a este método construtivo.

No Capítulo 4 estudaram-se os métodos de análise e a respectiva aplicabilidade no processo de dimensionamento. Conclui-se que o método de análise elástica é indicado para a análise estrutural da superestruturas em estado limite de serviço, bem como que será um possível método de análise, em estado limite último, de superestruturas pré-esforçadas internamente. Relativamente ao método de análise plástica, verificou-se ser um procedimento correntemente adoptado no dimensionamento em estado limite último, permitindo estimar os incrementos de tensão gerados nos cabos de pré-esforço exterior e contabilizar a abertura das juntas, aspectos esses que são determinantes na análise da transferência de esforços de corte entre juntas. Contudo, tornou-se evidente que o comportamento deste tipo de superestruturas em fase de pré-rotura é claramente não linear, sendo como tal uma análise não linear com modelação da superestrutura por elementos finitos o melhor processo de cálculo. Apesar deste facto, verificou-se que não se adopta correntemente este método devido, em parte, à complexidade da definição da interacção dos cabos de pré-esforço exterior com a estrutura e à definição dos elementos chave nas juntas. Ainda neste capítulo abordaram-se aspectos de dimensionamento relacionados com as juntas entre aduelas e o sistema de pré-esforço, com especial ênfase à solução de pré-esforço exterior não aderente. No último ponto deste capítulo, determinaram-se os esforços gerados no tabuleiro nas várias fases construtivas do processo de construção tramo a tramo, por avanços sucessivos e com recurso a tirantes provisórios.

No Capítulo 5 analisaram-se os factores mais relevantes, intervenientes no processo de concepção de uma ponte, onde a tecnologia construtiva de aduelas betonadas *in-situ* e as pré-fabricadas mais se distinguem, apresentando as respectivas vantagens e desvantagens, em termos relativos, e apresentando as principais características. Conclui-se que a tomada de decisão é muito complexa, envolvendo uma grande quantidade de factores, designadamente ambientais e técnicos.

Ao longo da dissertação, procurou-se também proceder a uma abordagem direccionada dos códigos/regulamentos existentes aplicáveis ao processo de construção de pontes com aduelas pré-fabricadas. Conclui-se que é manifestamente insuficiente a abordagem a vários pontos importantes, estando os documentos existentes cingidos essencialmente à cobertura de aspectos de dimensionamento. Seria importante que se regulamentasse ou se tecessem recomendações relativas às várias etapas construtivas, designadamente o processo de pré-fabricação, armazenamento, transporte e montagem de aduelas. O mesmo se aplica a vários pormenores construtivos não regulamentados, concretamente a caracterização e traçado de pré-esforço exterior, localização dos desviadores, etc.

Relativamente à diminuta aplicação desta tecnologia em Portugal, seria importante que os empreiteiros nacionais disponibilizassem meios, económicos e técnicos, para por exemplo, realizarem um tramo de ensaio, no sentido de adquirirem a experiência e confiança necessária para porem em prática esta tecnologia construtiva.

6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Um dos trabalhos que poderá decorrer do presente é a realização de um estudo económico de tabuleiros com aduelas pré-fabricadas, quer em termos relativos, quer em termos absolutos.

Um outro trabalho, que poderá constituir uma contribuição útil para o estado de conhecimento desta tecnologia em Portugal, será a realização de um projecto completo de uma superestrutura executada com aduelas pré-fabricadas.

BIBLIOGRAFIA

- A.A.S.H.T.O. (1998). *American Association of State Highway and Transportation Officials - Guide Specifications for Design and Construction of Segmental Concrete Bridges*. 1998, Washington.
- AASHTO, “AASHTO LRFD Bridge Design Specifications – Customary U.S Units – 2006 Interim Revisions”, Third Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., 2006.
- Afonso, B.C.D.M., (2008). *Equipamentos Móveis para Execução de Pontes*. Dissertação de Mestrado, Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico.
- André, A.C.G.M. (2004). *Estudo Experimental da Aplicação de Pré-esforço Orgânico num Cimbra Autolancável em Modelo Reduzido*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Aparicio, A.C., Ramos, G. (1993). *Estado Actual de la Técnica del Pretensado Exterior Aplicada a Puentes de Carretera*. 1993, MOPTMA, Madrid.
- Bakhoun, M.M. (1991). *Shear Behavior and Design of Joints in Precast Concrete Segmental Bridges*. Dissertação de Doutoramento, Massachusetts Institute of Technology.
- Bowmaker, G., Van Der Wal, G., (2006). *Design and Construction of Segmental Box Girder Bridges for The Westlink M7 Motorway*. Solutions for the Construction of Precast Segmental Bridges – Review of Sydney’s M7 Project and other Regional Applications.
- Brockmann, C, Rogenhofer, H. (2002). *Bang Na Expressway, Bangkok, Thailand – World’s Longest Bridge and Largest Precasting Operation*. PCI Journal, Vol 45.
- Chandra, V., Donington, K., (2004). *Innovative Concepts for Segmental Concrete Interchanges on Boston’s Central Artery/Tunnel Project*. Fib Symposium, 26 a 29 de Novembro de 2004, Nova Déli, Índia.
- Coderque, J.T. (2003). *Estudio del Comportamiento a Flexión y Cortante de Puentes de Dovelas de Hormigón con Pretensado Exterior y Junta Seca*. Dissertação de Doutoramento, Universitat Politècnica de Catalunya.
- Combault, J. (2004). *Precast Concrete Segments for Bridges Fabrication and Assembly – Fundamental Details*. Fib Symposium, 26 a 29 de Novembro de 2004, Nova Déli, Índia.
- Cooper, T.R., Murillo, J.A. (2004). *Design and Construction of Segmental Bridges in Areas of High Seismicity*. Pb Network XIX (57), Fevereiro de 2004.
- Deutscher Beton-Verein: *Empfehlungen für Segmentfertigteilbrücken mit externen Spanngliedern*. April 1998
- ENV 1992, Eurocodigo 2, Part 1, *Estruturas de betão armado*. Comissão Europeia de Normalização, data.
- ENV 1992-1-3, Eurocode 2, Part 1-3, *Precast Concrete Structures*. Comissão Europeia de Normalização, data.
- ENV 1992-1-5, Eurocode 2, Part 1-5, *Unbound and External Prestressing Tendons*. Comissão Europeia de Normalização, data.
- Fadón, S., (1995). *Voladizos Sucesivos por Dovelas Prefabricadas. Viaductos de Horta y Cruzul*. Oficina Técnica, Ferrovia, Madrid, Espanha.

- Fadón, S., Herrero, J. (1995). *Comparación de Voladizos Sucesivos in situ con Voladizos Sucesivos Prefabricados (Viaducto "D'as Coruxas"; Viaducto del Darro)*. Hormigón y acero 195: 105-118, Oficina Técnica Ferroviaria, Madrid, Espanha.
- Ferraz, M. (2001). *Um Modelo de Análise para o Estudo de Pontes como Estruturas Evolutivas*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Fib Commission 6. (2004). *Precast concrete bridges*. Fib Bulletin 29, 2004, Lausanne, Suíça.
- Florida Department of Transportation, (2005). *Precast Segmental Bridge Construction*, Section 452, Florida, EUA. FDOT, Specs and Estimates - July 2005 Workbook, <http://www.dot.state.fl.us/specificationsoffice/Implemented/WorkBooks/JulWorkbook2005/>
- Garg, R.K., Kumar, R. (2004). *Seismic Design Considerations of Precast Prestressed Segmental Bridges*. Fib Symposium, 26 a 29 de Novembro de 2004, Nova Déli, Índia.
- Gupta, V. (2004). *Special Guidelines for Design and Construction of Segmental Bridges*. Fib Symposium, 26 a 29 de Novembro de 2004, Nova Déli, Índia.
- Heggade, V.N. (2004). *Segmental Construction – Some Issues*. Fib Symposium, 26 a 29 de Novembro de 2004, Nova Déli, Índia.
- Hegger, J., Neuser, J.U. (2004). *Behaviour and Design of Anchorage Points for External Prestressing*. Fib Symposium, 26 a 29 de Novembro de 2004, Nova Déli, Índia.
- Hewson, N. (1992). *The Use of Dry Joints Between Precast Segments for Bridge Decks*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Novembro de 1992, 92 (4): 177-184.
- Huang, J., et al. (1993). *Design of Segmental Bridges under Combined Bending, Shear and Torsion – FE Study – Proceedings of the Workshop AFPC External Prestressing in Structures*. Junho de 1993, pp 335-347, Saint-Rémy-lès-Chevreuse, France.
- Idani, K. Yukawa, Y., Kimizu, T., Kawamura, N. (1998). *Large Scale Model Test on a PC Precast Segmental Continuous Bridge with Internal and External Tendons*. Proc. XIII FIP Congress, Amsterdam: Challenges for Concrete in the Next Millennium, 531-534, Balkema.
- Jain, A.R., Thomas, Z. (2004). *Case Studies in Precast Segmental Construction*. Fib Symposium, 26 a 29 de Novembro de 2004, Nova Déli, Índia.
- Kant, G.R., Rajiv, G. (2004). *Design & Construction of 3km Long Sone River Bridge on NH2 By Precast Segmental Construction Technique*. Fib Symposium, 26 a 29 de Novembro de 2004, Nova Déli, Índia.
- Kataria, R., Gupta, N., Tandon, M (2004). *Design & Construction Aspects for Precast Segmental Construction for Delhi MRTS Projects*. Fib Symposium, 26 a 29 de Novembro de 2004, Nova Déli, Índia.
- Kumar, K., Nathan, K.S., Varghese, K., Ananthanarayanan K. (2008). *Automated Geometry Control of Precast Segmental Bridges*. The 25th International Symposium on Automation and Robotics in Construction, 26 a 29 de Junho de 2008, Vilnius, Lithuania.
- Madani, M. (2006). Article 6.0 *General Guidelines for the Preliminary Design for Segmental Concrete Box Girder Superstructure*. <http://www.fhwa.dot.gov/BRIDGE/segmental/task60.htm>. Acedido a 10 de Abril de 2009.
- Mathivat, J. (1980). *Construcción de Puentes de Hormigón Pretensado por Voladizos Sucesivos*. Editores Tecnicos Asociados, S.A., Barcelona.

- Megally, S., Seible, F., and Dowell, R.K., (2003a). *Seismic Performance of Precast Segmental Bridges: Segment- to- Segment Joints subjected to High Flexural moments and Low Shears*. PCI Journal, Vol 48, pp.80-96.
- Megally, S., Seible, F., and Dowell, R.K., (2003a). *Seismic Performance of Precast Segmental Bridges: Segment- to- Segment Joints subjected to High Flexural moments and High Shears*. PCI Journal, Vol 48, pp.72-99.
- Megally, S., Seible, F., Garg, M. and Dowell, R.K. (2002). *Seismic Performance of Precast Segmental Bridge Superstructures with Internally Bonded Prestressing Tendons*. PCI Journal, Vol 47, pp.40-56.
- Menn, C. (1990). *Prestressed Concrete Bridges*. editora, Boston: Birkhauser.
- Moon, D., Sim, J., Oh, H., (2005). *Practical Crack Control During the Construction of Precast Segmental Box Girder Bridges*. Computers and Structures 83 (2005): 2584-2593.
- Naaman, A.E., Alkhairi, F.M. (1991). *Stress at Ultimate in Unbonded Post-Tensioning Tendons: Part 2 – Proposed Methodology*. ACI Structural Journal, November-December 1991, Vol 88, pp.638-692.
- Nair, B.R.K., Patil, S. (2004). *Precast Segmental Construction: Hebbal Grade Separator in Bangalore – A Case Study*. Fib Symposium, 26 a 29 de Novembro de 2004, Nova Déli, Índia.
- NRS, Bridge Construction Equipment, <http://www.nrsas.com/v2009/index.php>, Maio de 2009.
- P.T.I. (1988). *Design and Construction Specifications for Segmental Concrete Bridges*. Final Report, Post Tensioning Institute, Phoenix, Arizona.
- Palmer, A. (2004). *Precast Segmental Casting Yards: Past, Present and Future*. Pb Network XIX (57), Fevereiro de 2004.
- Podolny, W. Jr., Muller, J.M. (1982). *Construction and Design of Prestressed Concrete Segmental Bridges*. John Wiley & Sons, Cidade de publicação.
- Poyatos, J.L.A., Esteban, J.I.G. (2005). *Construcción de Viaductos Vano a Vano por Dovelas Prefabricadas*. Primer Congreso Nacional de Prefabricación.
- Rabbat, B., Sowlat, K., (1987). *Testing of Segmental Concrete Girders with External Tendons*. PCI Journal, March-April 1987, pp.86-107.
- Raiss, M. (2004). *Developments in Precast Segmental and Incrementally Launched Bridge Construction Methods*. Fib Symposium, 26 a 29 de Novembro de 2004, Nova Déli, Índia.
- Reis, A. (1992). Pontes e estruturas especiais. In *Apontamentos de apoio às aulas da disciplina de Ponte e Estruturas Especiais do Curso de Engenharia Civil*, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Reis, A.J., Oliveira, P.J.J., (2004). *The Europe Bridge in Portugal: concept and structural desing*. Journal of Constructional Steel Research 60 (2004): 363-372.
- Roberts-Wollmann, C.L., Kreger, M.E., Rogowsky, D.M., Breen J.E. (2005). *Stress in External Tendons at Ultimate*. ACI Structural Journal, March-April 2005, pp.206-213.
- Rodrigues, J. A. (1996). *Pontes com Aduelas Pré-fabricadas*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico.
- Rombach, G. (2002). *Precast Segmental Box Girder Bridges with External Prestressing – Design and Construction*. INSA, Fevereiro de 2002, Rennes, França.
- Rosignoli, M. (2002). *Bridge Launching*. Thomas Telford, London.

- Rotolone, P., (2007). *Gateway Bridge Approaches – Match Casting of Box Segments*. Queensland Roads, 4ª Edição.
- Saito, K., Homma, A., AOKI, K. (2004). *Progressive Erection Applied to Box Girder with Strutted Wing Slab*. Fib Symposium, 26 a 29 de Novembro de 2004, Nova Déli, Índia.
- Sami, M, Seible, F. and Dowell, R.K. (2003). *Seismic Performance of Precast Segmental Bridges: Segment-to-segment Joints Subjected to High Flexure Moments and Low Shears*. PCI Journal, Vol 48, pp.80-96.
- Sami, M, Seible, F. and Dowell, R.K. (2003). *Seismic Performance of Precast Segmental Bridges: Segment-to-segment Joints Subjected to High Flexure Moments and Low Shears*. PCI Journal, Vol 48, pp.72-90.
- Scible, F., Megally, S. (2001). *Segmental Seismic Tests at the University of California San Diego*. 6 de Junho de 2001, American Segmental Bridge Institute.
- Sengupta, S., (2004). *Construction stage stress check & precamber calculations for PSC precast segmental flyovers erected with overhead launching girder*. Fib Symposium, 26 a 29 de Novembro de 2004, Nova Déli, Índia.
- Sesar, P., Banic, Z., Krecak, A. (2004). *Motorway Bridges Built from Precast Elements*. Fib Symposium, 26 a 29 de Novembro de 2004, Nova Déli, Índia.
- Shengfa, C.A.O., Jing, T.U., Wilkie, C.O., Eric, C.M. (2006). *Design & Construction of Ngong Shuen Chau Viaduct*. International Conference on Bridge Engineering – Challenges in the 21st Century, 1 a 3 November 2004, Hong Kong, China.
- Soule, B., Tassin, D. (2007). *The Otay River Bridge*. Structure Magazine, Julho de 2007, 42-44.
- Srinivasan, S. (2004). *Innovative Concepts and Construction Methods in Precast Bridge Design*. Fib Symposium, 26 a 29 de Novembro de 2004, Nova Déli, Índia.
- Thorburn, N., Meyer M. (2006). *Precast Segmental Bridge Construction*. 4^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, 13 a 16 de Dezembro de 2006, LNEC, Lisboa.
- Trayner, D., (2006). *Construction Solutions for Concrete Bridges*. Solutions for the Construction of Precast Segmental Bridges – Review of Sydney’s M7 Project and other Regional Applications.
- Turmo, J., Ramos, G., Aparicio, A.C. (2006). *Shear Strength of Match Cast Dry Joints of Precast Concrete Segmental Bridges: Proposal for Eurocode 2*. Materiales de Construcción, Abril – Junho de 2006, Vol 56, 282, 45-52.
- Veletzos, M. J. (2007). *The Seismic Response of Precast Segmental Bridge Superstructures with Bonded Tendons*. Dissertação de Doutoramento, Universidade da California, San Diego.
- Vinci, http://www.vinci.com/vinci.nsf/en/history-companies/pages/campenon_bernard.htm, Abril de 2009.
- Virlogeux, M. (1993). *Comparison between Cast-in-Situ and Precast Segmental Construction*, Saint-Rémy-lès-Chevreuse. Junho de 1993, pp843-851.
- Vonganan, B. (2004). *Construction of Precast Segmental Continuous Span Bridge Wat Nakorn- In Project, Bangkok, Thailand*. Fib Symposium, 26 a 29 de Novembro de 2004, Nova Déli, Índia.
- VSL Internacional, <http://www.vsl.com>, Abril de 2009.